



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

AValiação de parâmetros de resistência e deformabilidade em solos arenosos da cidade de J. Pessoa, através do pressiómetro de Ménard.

KLÉBER DA FONSECA FURTADO

CAMPINA GRANDE

SETEMBRO - 1998

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

0006 - 10 - 10 102

**AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE
EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, ATRAVÉS DO
PRESSIÔMETRO DE MENARD.**

KLÉBER DA FONSECA FURTADO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação
em Engenharia Civil - CCPGEC, como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Campina Grande

Setembro de 1998

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



F992a Furtado, Kléber da Fonseca.
Avaliação de parâmetros de resistência e deformabilidade em solos arenosos da cidade de João Pessoa, através do pressiómetro de Ménard / Kléber da Fonseca Furtado. - Campina Grande, 1998.
223 f.

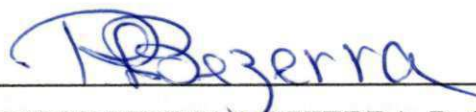
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1998.
"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Prof. Dr. Francisco Barbosa de Lucena".
Referências.

1. Solo - Resistência e Deformabilidade. 2. Pressiómetro Ménard. 3. Solos Arenosos - João Pessoa - PB. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Bezerra, Raimundo Leidimar. II. Lucena, Francisco Barbosa de. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título
CDU 624.13(813.3)(043)

**AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE
EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, ATRAVÉS DO
PRESSIÔMETRO DE MENARD.**

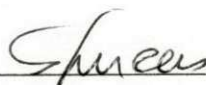
KLÉBER DA FONSECA FURTADO

BANCA EXAMINADORA:



RAIMUNDO LEIDIMAR BEZERRA, D. Sc.

(Orientador)



FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA, M. Sc.

(Orientador)



OLAVO FRANCISCO DOS SANTOS JUNIOR, D. Sc.

(Examinador)



WILSON CONCIANI, D.Sc.

(Examinador)

Campina Grande

Setembro de 1998

Dedicatória:

Esta dissertação é dedicada à **DEUS** e aos meus pais, **Gilvan e Zuleide**, pelo imensurável esforço, incentivo, paciência e sobretudo amor; que me proporcionaram para que eu pudesse chegar ao final de mais esta difícil caminhada.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por ter me dado o dom da paciência e da persistência.

Aos meus pais e familiares, especialmente às tias Giselda e Glória e à Irene pelo irrestrito incentivo durante a elaboração deste trabalho.

Ao meu tio Genival Furtado “in memoriam” que, mesmo distante, continuou a me transmitir energias para que eu nunca desistisse dos meus objetivos.

Aos meus orientadores, Prof. Raimundo Leidimar Bezerra e Prof. Francisco Barbosa de Lucena pelo espírito de compreensão, paciência e pelas sugestões, comentários e críticas.

À todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia da UFPb, Campus II, pelas valiosas informações transmitidas durante a realização deste curso.

A todos os funcionários e técnicos dos laboratórios de Solos, pelo zelo e amizade que sempre me trataram e especialmente à José Constante e sua equipe pela dedicação e competência durante a realização dos ensaios de campo.

Aos amigos do curso de pós-graduação, que compartilharam comigo de momentos realmente “inesquecíveis”, e aos amigos Sérgio Celestino, Luiz Eduardo e Luciano Jordan pelo constante incentivo e amizade.

Ao amigo Erinaldo Hilário Cavalcante pela inestimável colaboração e presteza durante a realização dos ensaios de campo e o desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos professores e alunos da Escola Técnica Federal de Alagoas/Unidade de Ensino Descentralizada em Palmeira dos Índios, especialmente ao Prof. Manoel Pinto Moreira, pela compreensão e apoio durante as minhas ausências, fundamentais, para o término desta dissertação.

Ao CNPq e a ATECEL, pelo apoio financeiro.

Ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (CPGEC), por ter me dado a oportunidade de ingressar no curso de Pós-Graduação.

Enfim a todos que contribuíram de forma direta ou indireta, para que este trabalho pudesse ser realizado.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

1.0 - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	01
1.1 - Generalidades	01
1.2 - Objetivos	03
1.3 - Organização da dissertação	03

CAPÍTULO 2 -

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 - O Pressiômetro e o Ensaio Pressiométrico.	05
2.1.1 - Histórico	05
2.1.2 - Tipos de Pressiômetros	09
2.1.2.1 - Generalidades	09
2.1.2.2 - Pressiômetros de furo prévio	09
2.1.2.2.1 - Pressiômetros tipo Menard	10
2.1.2.2.1.1 - Pressiômetro Menard tipo E	10
2.1.2.2.1.2 - Pressiômetro Menard tipo GC	11
2.1.2.2.1.3 - Pressiômetro Menard tipo GB	13
2.1.2.2.2 - Pressiômetros de alta pressão	14
2.1.2.2.2.1 - Generalidades	14
2.1.2.2.2.2 - O oyometro	14
2.1.2.2.2.3 - O dilatômetro de alta pressão	15
2.1.2.2.3 - O pressiômetro de pavimentação	16
2.1.2.2.4 - O pressiômetro para solos não homogêneos	17
2.1.2.3 - O pressiômetro auto-perfurante	18
2.1.2.3.1 - O pressiômetro <i>auto-fureur</i>	19
2.1.2.3.2 - O Cankômetro	20
2.1.2.4 - O pressiômetro de penetração	21
2.1.2.4.1 - Generalidades	21

2.1.2.4.2 - O pressiômetro de deslocamento completo	21
2.1.2.4.3 - O pressiômetro de deslocamento parcial	23
2.1.3 - O Ensaio Pressiométrico	24
2.1.3.1- Fundamentação Teórica	24
2.1.3.1.1 - Introdução	24
2.1.3.1.2 - Tensões, deformações e equilíbrio	25
2.1.3.2 - A execução do ensaio pressiométrico	33
2.1.3.2.1 - Calibrações	33
2.1.3.2.2 - A preparação do furo	36
2.1.3.2.3 - Procedimentos de ensaios	42
2.1.3.2.4 - Apresentação dos Resultados Obtidos	45
2.1.3.3 - Parâmetros Obtidos do Ensaio Pressiométrico	46
2.1.3.3.1 - Módulo Pressiométrico (E_0)	46
2.1.3.3.2 - Pressão Limite (P_L)	51
2.1.3.3.3 - Pressão Limite Efetiva (PL')	54
2.1.3.3.4 - Pressão de Fluência ou de Creep (P_f)	55
2.1.3.3.5 - Pressão de Fluência Efetiva (P_f)	56
2.1.3.3.6 - Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})	56
2.1.3.3.7 - Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)	57
2.1.3.3.8 - Ângulo de Atrito interno efetivo (ϕ')	58
2.1.3.4 - Processos de Identificação do Tipo de Solo	59
2.2 - O Ensaio de Penetração Dinâmica.	61
2.2.1 - Generalidades	61
2.2.2 - Procedimentos de Execução e Interpretação do Ensaio SPT	61
2.2.3 - Eficiência do Ensaio SPT	62
2.2.4 - Fatores que Influenciam os Resultados do Ensaio SPT	62
2.2.5 - Correlações práticas	64

CAPÍTULO 3

3.0 - Desenvolvimento da Pesquisa	67
-----------------------------------	----

3.1 - Introdução	67
3.2 - Localização das Áreas de Pesquisa	67
3.3 - Aspectos Geológicos dos campos experimentais	75
3.4 - Ensaio “In situ” Realizados	77
3.4.1 - Ensaio de Penetração Dinâmica	77
3.4.1.1 - Equipamento Utilizado	77
3.4.1.2 - Execução dos Ensaio	77
3.4.1.3 - Interpretação dos Resultados	78
3.4.2 - Ensaio Pressiométricos	79
3.4.2.1 - Equipamentos Utilizados	79
3.4.2.2 - Preparação do Pressiômetro	81
3.4.2.3 - Execução dos Furos	85
3.4.2.4 - Execução dos Ensaio	86
3.4.2.5 - Interpretação dos Resultados	87
CAPÍTULO 4	
4.0 - Apresentação e Análise dos Resultados	89
4.1 - Generalidades	89
4.2 - Ensaio de Campo	89
4.2.1 - Generalidades	89
4.2.2 - Parâmetros obtidos do ensaio SPT	92
4.2.2.1 - Perfil de Sondagem e o Número de golpes do SPT	93
4.2.2.1.1 - Campo Experimental 1- Edf. “Príncipe de Missenas”.	93
4.2.2.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	96
4.2.2.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	99
4.2.2.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA.	103
4.2.2.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”	95

4.2.2.2 - Módulo de Deformação do SPT (E_{SPT})	106
4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	107
4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	108
4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	110
4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	112
4.2.3.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”	113
4.2.3 - Parâmetros Obtidos do Ensaio Pressiométrico.	114
4.2.3.1 - Módulo Pressiométrico Inicial (E_0)	115
4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	115
4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	118
4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	120
4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	122
4.2.3.1.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	123
4.2.3.2 - Módulo de Elasticidade Transversal (G)	126
4.2.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	126
4.2.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	127
4.2.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	129
4.2.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	130
4.2.3.2.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	131
4.2.3.3 - Pressão Limite do Solo (P_L)	132
4.2.3.3.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	133

4.2.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	135
4.2.3.3.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília"	137
4.2.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	139
ECISA	
4.2.3.3.5 - Campo Experimental 4 - Edifício "Estrela de Intermares"	140
4.2.3.4 - Pressão Limite Efetiva (P_L')	142
4.2.3.4.1 - Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas"	142
4.2.3.4.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	143
4.2.3.4.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília"	145
4.2.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	147
ECISA	
4.2.3.4.5 - Campo Experimental 4 - Edifício "Estrela de Intermares"	148
4.2.3.5 - Tensão Horizontal Total no Repouso (σ_{ho})	150
4.2.3.5.1 - Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas"	150
4.2.3.5.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	152
4.2.3.5.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília"	153
4.2.3.5.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	155
ECISA	
4.2.3.5.5 - Campo Experimental 4 - Edifício "Estrela de Intermares"	156
4.2.3.6 - Pressão de Fluência (P_F)	157
4.2.3.6.1 - Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas"	158
4.2.3.6.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	160
4.2.3.6.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"	161
4.2.3.6.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	162
ECISA	

4.2.3.6.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	163
4.2.3.7 - Avaliação e identificação do solo através da Relação do Módulo Pressiométrico/Pressão Limite (E_0/P_L) e do Módulo Pressiométrico/Pressão Limite Efetiva (E_0/P_L')	165
4.2.3.7.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	165
4.2.3.7.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	169
4.2.3.7.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	174
4.2.3.7.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	179
4.2.3.7.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	181
4.3 - Correlações entre os Parâmetros Pressiométricos e os Parâmetros do Ensaio SPT	186
4.3.1 - Generalidades	89
4.3.2 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e o N_{SPT}	186
4.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	186
4.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	188
4.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	189
4.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	190
4.3.2.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	191
4.3.3 - Correlações entre a Pressão Limite E_0 e o N_{SPT}	192
4.3.3.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	192
4.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	193
4.3.3.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	194
4.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Const. ECISA	195

4.3.3.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	196
4.3.4 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e o E_{SPT}	198
4.3.4.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	198
4.3.4.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	199
4.3.4.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	200
4.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	202
4.3.4.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	203
4.3.5 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e a Pressão Limite P_L	204
4.3.5.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	204
4.3.5.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	205
4.3.5.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	206
4.3.5.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	207
4.3.5.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	208
CAPÍTULO 5	210
5.0 - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas	210
5.1 - Conclusões	210
5.2 - Sugestões para Futuras Pesquisas	212
CAPÍTULO 6	212
6.0 - Referências Bibliográficas	214

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 02

- Figura 2.1 Esboço da sonda desenvolvida por Kogler (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.2 Esboço do primeiro pressiômetro de Menard (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.3 Croqui do pressiômetro Menard tipo E.
- Figura 2.4 Esquema Geral do pressiômetro Menard GC.
- Figura 2.5 Detalhe da sonda Menard GC.
- Figura 2.6 Detalhe da CPV do pressiômetro tipo Menard.
- Figura 2.7 Esquema Geral do pressiômetro Menard GB.
- Figura 2.8 Detalhes do Elastômetro 100 (Oyometro).
- Figura 2.9 Detalhes do dilatômetro de alta pressão (CLARKE, 1995).
- Figura 2.10 Esquema Geral do pressiômetro de pavimentação (Lucena e Bezerra, 1988).
- Figura 2.11 Sonda do pressiômetro de pavimentação ou de Briaud (CAVALCANTE, 1997).
- Figura 2.12 Descrição geral de um pressiômetro auto-perfurante (CLARKE, 1995).
- Figura 2.13 Detalhes do Pressiômetro "Auto-fureur".
- Figura 2.14 Detalhes do Cankômetro.
- Figura 2.15 Croqui de um pressiômetro de deslocamento completo (FDP).
- Figura 2.16 Detalhes do pressiômetro de deslocamento parcial STRESSPROBE.
- Figura 2.17 Expansão de uma cavidade cilíndrica (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.18 Deformação de um elemento inicialmente quadrado (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.19 Tensões em um elemento deformado (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.18 Deformação de um elemento inicialmente quadrado (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.20 Transformação da zona elástica em zona plástica (BRIAUD, 1992).

- Figura 2.21 Curva de calibração para verificação da perda de pressão devido a rigidez da membrana.
- Figura 2.22 Curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema.
- Figura 2.23 Gráfico de uma curva pressiométrica com furo bem executado - situação ideal.
- Figura 2.24 Gráfico de curvas pressiométricas executadas em um furo com diâmetro muito grande.
- Figura 2.25 Gráfico de uma curva pressiométrica com furo apertado ou com presença de solo expansivo.
- Figura 2.26 Gráfico de uma curva pressiométrica com furo excessivamente perturbado.
- Figura 2.27 Gráfico de uma curva pressiométrica com presença de material heterogêneo.
- Figura 2.28 Folha de anotações do ensaio pressiométrico Menard (NF P 94-110);
- Figura 2.29 Curva pressiométrica corrigida.
- Figura 2.30 Curva de Fluência ou de Creep.
- Figura 2.31 Método gráfico para determinação de σ_{ho} (BRANDT, 1978).

CAPÍTULO 03

- Figura 3.1 Planta de Situação do Campo Experimental CE-1 - Edf. Príncipe de Missenas.
- Figura 3.2 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-1 - Edf. Príncipe de Missenas.
- Figura 3.3 Planta de Situação do Campo Experimental CE-2 - Edf. Shambala.
- Figura 3.4 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-2 - Edf. Shambala.
- Figura 3.5 Planta de Situação do Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emília.
- Figura 3.6 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emília.
- Figura 3.7 Planta de Situação do Campo Experimental CE-4 - Terreno da

Construtora ECISA.

- Figura 3.8 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 3.9 Planta de Situação do Campo Experimental CE-5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 3.10 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 3.11 Equipamento de Sondagem a Percussão (ALCÂNTARA, 1992);
- Figura 3.12 Descrição detalhada do Pressiômetro Menard GC.
- Figura 3.13 Detalhe da Unidade de Controle de Pressão e de Volume (CPV).
- Figura 3.14 Descrição da Sonda Pressiométrica Utilizada Durante a realização dos Ensaios.
- Figura 3.15 Curva de Calibração para Verificação da Resistência da Membrana.
- Figura 3.16 Curva de Calibração para Verificação da Perda de Pressão.
- Figura 3.17 Curva de Calibração para Verificação da Compressibilidade do Sistema.
- Figura 3.18 Perfuração por Simples Lavagem com trépano e uso de lama Bentonítica.
- Figura 3.19 Perfuração simples com uso de trado manual.

Capítulo 04

- Figura 4.1 Exemplo de uma curva pressiométrica típica da campanha de ensaios realizados.
- Figura 4.2 Curva pressiométrica de um ensaio realizado em um furo excessivamente perturbado.
- Figura 4.3 Limites do aterro de construção do edifício “Príncipe de Missenas.
- Figura 4.4 Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

- Figura 4.5 Perfil de sondagem do furo ESPT3 e os valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.6 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.7 Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.8 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.
- Figura 4.9 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.
- Figura 4.10 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e os valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.11 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.12 Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.13 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.14 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.

- Figura 4.15 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.
- Figura 4.16 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.17 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.18 Valores do módulo pressiométrico inicial, E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”;
- Figura 4.19 Valores do módulo pressiométrico Inicial (E_0) versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.20 Valores do módulo pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. Ana Emília.
- Figura 4.21 Valores do Módulo Pressiométrico E_0 versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.22 Valores do Módulo Pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 4.23 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.24 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”.
- Figura 4.25 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”.
- Figura 4.26 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.27 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.

- Figura 4.28 Valores da pressão limite , P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.29 Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício Shambala.
- Figura 4.30 Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emilia".
- Figura 4.31 Valores da Pressão Limite versus a profundidade , no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.32 Valores da Pressão Limite P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 4.33 Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.34 Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".
- Figura 4.35
- Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.36
- Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares".
- Figura 4.37
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.38
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.39
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".
- Figura 4.40
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.41

- Figura 4.42 Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares".
- Figura 4.43 Curva típica de fluência no Campo Experimental 1- Edf. Príncipe de Missenas - Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura 4.44 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.
- Figura 4.45 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.46 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".
- Figura 4.47 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.48 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".
- Figura 4.49 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.50 Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.51 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.52 Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.53 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".
- Figura 4.54 Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".

- Figura 4.55 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.56 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.57 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.58 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.59 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 1- Edf. “Príncipe de Missenas.
- Figura 4.60 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edf. “Shambala”.
- Figura 4.61 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edf. “Ana Emilia”.
- Figura 4.62 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA
- Figura 4.63 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.64 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.65 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.66 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício Edf. “Ana Emilia”.
- Figura 4.67 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Edifício Terreno da Construtora ECISA

- Figura 4.68 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.69 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.70 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.71 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício Edf. “Ana Emília”.
- Figura 4.72 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 4 - Edifício Terreno da Construtora ECISA
- Figura 4.73 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.74 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.75 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.76 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 3 - Edifício Edf. “Ana Emília”.
- Figura 4.77 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 4 - Edifício Terreno da Construtora ECISA
- Figura 4.78 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 5 - Edifício Edf. “Estrela de Intermares”.

APÊNDICE

- Figura A-1 Curva pressiométrica corrigida - Edf. “Príncipe de Missenas”, Furo EPF1 - Profundidade 1,0 metro.

- Figura A-2 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF1 - Profundidade 2,0 metros.
- Figura A-3 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-4 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-5 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-6 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-7 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-8 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-9 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-10 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-11 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-12 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-13 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-14 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-15 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala", Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

- Figura A-16 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-17 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-18 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-19 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-20 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-21 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-22 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 8,60 metros.
- Figura A-23 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-24 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-25 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-26 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-27 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-28 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

- Figura A-29 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-30 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 8,60 metros.
- Figura A-31 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-32 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-33 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-34 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-35 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-36 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-37 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-38 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-39 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-40 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-41 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

- Figura A-42 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-43 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-44 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-45 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-46 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-47 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-48 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-49 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-50 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-51 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-52 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-53 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-54 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.

- Figura A-55 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-56 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-57 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-58 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-59 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-60 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.

LISTA DE TABELAS

- Tabela 2.1 Tabela para estimativa da pressão limite (BRIAUD, 1992).
- Tabela 2.2 Fatores reológicos de Menard.
- Tabela 2.3 Guia para estimativa da pressão limite.
- Tabela 2.4 Valores típicos de E_0/P_L para vários tipos de solos após MENARD (1975).
- Tabela 2.5 Valores típicos de E_0/P_L para vários tipos de solos após BRIAUD (1992).
- Tabela 2.6 Identificação do tipo de solo após CLARKE (1995).
- Tabela 2.7 Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao comprimento das hastes (SOARES, 1987).
- Tabela 2.8 Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao diâmetro do furo (SOARES, 1987).
- Tabela 2.9 Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração N_{SPT} , e a densidade das areias, $I_D(\%)$ (SKEMPTON, 1986).
- Tabela 2.10 Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração N_{SPT} , e o ângulo de atrito interno das areias (ϕ) (DECOURT, 1991).
- Tabela 2.11 Valores do E_{SPT} em função do N_{SPT} (DECOURT, 1991).
- Tabela 3.1 Resumo dos campos experimentais usados na pesquisa
- Tabela 4.1 Ensaios executados nos campos experimentais.

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ν .	Coefficiente de Poisson
ε .	Deformação específica circunferencial
α .	Fator reológico de Menard
γ_w .	Peso específico da água
σ_{ho} .	Tensão horizontal total no repouso do solo
Δp .	Aumento de pressão na sonda pressiométrica
$\Delta R/R_o$.	Deformações relativas na cavidade
ΔV .	Variação volumétrica na sonda pressiométrica
$\Delta V/V$.	Variação volumétrica específica
σ_{vo} .	Tensão vertical total do solo
σ_{vo}^* .	Tensão vertical horizontal efetiva do solo
a.	Coefficiente de compressibilidade
C_h .	Coefficiente de adensamento radial
E^+ .	Módulo pressiométrico no recarregamento da curva pressiométrica
E^- .	Módulo pressiométrico no descarregamento da curva pressiométrica
E_o .	Módulo de elasticidade pressiométrico na curva de carregamento
E_p .	Módulo de elasticidade pressiométrico
E_r .	Módulo de elasticidade pressiométrico na curva de descarga/recarga
G	Módulo de elasticidade transversal ou de cisalhamento
k	Coefficiente de Permeabilidade
K_o .	Coefficiente de empuxo no repouso
L_s .	Comprimento da sonda pressiométrica
P	Pressão aplicada à sonda
P_1 .	Pressão no início da fase pseudo-elástica
P_2 .	Pressão no final da fase pseudo-elástica
P_a .	Pressão atmosférica
P_c .	Pressão corrigida
P_f .	Pressão de creep ou fluência

P_f'	Pressão de creep ou fluência efetiva
P_L	Pressão limite
P_L'	Pressão limite efetiva
u_o	Porosidade ou pressão neutra
V	Volume expandido
V_0	Volume inicial da sonda ou incremento de volume no ensaio com o pressiómetro de BRIAUD
V_1	Volume no início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
V_2	Volume no final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
V_{30}	Volume lido aos 30 segundos
V_{60}	Volume lido aos 60 segundos
V_c	Volume corrigido
V_L	Volume correspondente a pressão limite
V_m	Volume médio da cavidade
V_s	Volume da célula central de medida da sonda pressiométrica
Z	Profundidade
SBPMT	Self-boring Pressurimeter Menard Testing
PIPMPT	Push-in Pressuremeter Menard Testing
PBPMT	Pré-boring Pressuremeter Menard Testing
P_{Lmin}	Pressão limite mínima
$P_{Lmáx}$	Pressão limite máxima
CPV	Unidade central de controle de pressão e de volume
r_0	raio inicial da cavidade
P_0	Pressão uniforme inicial aplicada nas paredes do furo
u	deslocamento radial
v	deslocamento circunferencial
w	deslocamento vertical
r	distância radial
ρ	incremento da distância radial
ε_r	deformação radial
ε_θ	deformação circunferencial

e_z	deformação vertical
σ_r	Tensão principal radial
σ_θ	Tensão principal circunferencial
σ_z	Tensão principal vertical
$\Delta\sigma_r$	incremento da tensão radial
$\Delta\sigma_\theta$	incremento da tensão circunferencial
$\Delta\sigma_z$	incremento da tensão vertical
ϕ	Ângulo de atrito do solo
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
E_{SPT}	Módulo de Deformação do Ensaio SPT

AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO DE MENARD.

RESUMO

O presente trabalho visa apresentar e discutir os resultados de um conjunto de ensaios pressiométricos (60 ensaios), executados em cinco terrenos, da cidade de João Pessoa - Paraíba, formados de subsolos arenosos.

Foram avaliados o comportamento dos parâmetros de resistência e de deformabilidade, sendo estes comparados com os do ensaio SPT.

Por fim, observou-se que para subsolos arenosos, os ensaios pressiométricos, com o uso do pressiômetro Menard, foram satisfatórios e apresentaram também um rápido tempo de resposta.

ABSTRACT

The present thesis intends to describe and discuss the results of a pressuremeter series of tests (60 tests) performed in five sand deposits in João Pessoa - Paraíba.

In this research were analyzed the behaviour of the resistance and deformability parameters obtained through pressuremeter tests, and afterwards these results were compared to those obtained through SPT tests.

Finally, it was observed that for sand subsoils, pressuremeter tests with the use of Menard pressuremeter were satisfactory and presented a short time response.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 - Generalidades

Os ensaios “in situ” nos últimos anos tomaram grande impulso no meio geotécnico internacional, em decorrência das vantagens que as técnicas de investigações “in situ” apresentam sobre os ensaios de laboratório, em algumas situações.

Apesar do desenvolvimento de novas técnicas e da evolução dos equipamentos, os ensaios de laboratório geralmente apresentam resultados que não conseguem traduzir, de maneira precisa, as reais condições do solo. Isto ocorre principalmente devido ao amolgamento do solo provocado durante a retirada da amostra e, em algumas situações, devido a impossibilidade de retirada de amostra indeformada do próprio local, caso específico dos solos arenosos.

Os ensaios “in situ”, obviamente, não são infalíveis e nem representam a solução para todos os problemas geotécnicos, podendo até, em alguns casos, serem excessivamente onerosos ou apresentarem dificuldades em sua interpretação. Contudo, uma vez que tais ensaios são realizados diretamente no solo e incorporam quase todas as suas características naturais (umidade, densidade e estrutura) além de envolverem uma quantidade de massa de solo bastante representativa; em princípio, espera-se que estes devam refletir melhor as reais condições do solo do que os ensaios de laboratório;

Outra dificuldade apresentada para a realização de ensaios “in situ” reside no fato de que muito dos equipamentos necessários para execução dos ensaios, são pesados, difíceis de serem transportados e instalados. O pressiômetro, entretanto, trata-se de um equipamento simples, de fácil locomoção e instalação, e possuidor de grande respaldo teórico, devido à forma de interpretação de seus resultados ser feita levando-se em consideração o comportamento elasto-plástico do solo.

O ensaio pressiométrico é um ensaio “in situ” que consiste na colocação de uma sonda cilíndrica em um furo bem executado no solo, para em seguida expandi-la, de modo a aplicar sobre as paredes do furo uma pressão horizontal uniforme. Este ensaio possibilita que seja observado o comportamento tensão x deformação do solo, com os seus resultados fundamentando-se na teoria da elasticidade, na teoria da plasticidade e na teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica infinita, sob a consideração de um estado plano de deformações, conferindo-lhe, assim, um grande respaldo teórico.

Os ensaios pressiométricos praticamente podem ser realizados em todos os tipos de solos, desde argilas moles até as rochas. Além disso possuem um vasto campo de aplicação que incluem: cálculo de capacidade de carga e recalques em fundações rasas e profundas, melhoramentos de solo e controle de compactação, pavimentos e em muitas outras obras de engenharia.

Nos países europeus, como França, Inglaterra, dentre outros, e, mais recentemente, Estados Unidos e Canadá, a utilização do ensaio pressiométrico vem sendo cada vez mais difundida. Na França, segundo BRIAUD (1992), já há o registro de mais de 300.000 obras construídas a partir dos resultados de ensaios pressiométricos.

Atualmente existem vários tipos de pressiômetros sendo comercializados, contudo, os mais difundidos mundialmente são os pressiômetros de furo prévio (PDP), como os pressiômetros tipo Menard e Briaud, e os auto-perfurantes (PAF).

No Brasil, os trabalhos com esse tipo de equipamento ainda são escassos. Há registros de trabalhos com pressiômetros na Pontifícia Universidade Católica (PUC/RJ), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), na Universidade de São Paulo (USP/SP), Universidade de Brasília (UNB) e, no Nordeste, apenas na Universidade Federal da Paraíba, Campus II, em Campina Grande/PB.

Levando-se em consideração esta escassez de trabalhos com o uso do pressiômetro e a relevância de seus resultados e aplicações dentro do meio geotécnico, faz-se necessário uma maior divulgação e uma melhor avaliação de seu comportamento e aplicabilidade aos solos brasileiros.

No presente trabalho, utilizou-se o pressiômetro tipo Menard para a realização de ensaios pressiométricos em cinco (05) campos experimentais, constituídos por solos arenosos, com o intuito de avaliar parâmetros geotécnicos, e comparar com os resultados obtidos a partir do ensaio SPT.

1.2 - Objetivos

O presente trabalho visa a avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência de subsolos arenosos, através do pressiômetro MENARD, situados em cinco locais nas cidades de João Pessoa/PB e Cabedelo/PB, e comparar com os resultados do ensaio SPT. Além disso, este trabalho visa contribuir para a difusão das técnicas pressiométricas, no que concerne a sua aplicabilidade e adequabilidade para os solos brasileiros, e a formação de um banco de dados a partir deste tipo de ensaio.

1.3 - Organização da Dissertação

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo o Capítulo 1, este de Introdução.

No Capítulo 2 são apresentados um breve histórico do pressiômetro, uma descrição completa dos diversos tipos de pressiômetro, especialmente o tipo MÉNARD, além dos procedimentos de execução do ensaio, incluindo a sua fundamentação teórica, a preparação do furo de sondagem, a instalação da sonda no solo, as calibrações, as etapas de operação e os critérios de interpretação dos dados obtidos.

No capítulo 3, são apresentados os dados relativos aos campos experimentais estudados, tais como situação, características gerais e localização dos furos dos ensaios pressiométricos e SPT. São apresentadas, também, uma descrição detalhada do pressiômetro utilizado, seus procedimentos de ensaio e de calibração, bem como os critérios de interpretação adotados para a obtenção dos parâmetros.

No capítulo 4 são feitas a apresentação e análise dos resultados obtidos para cada campo experimental. Os parâmetros obtidos com o ensaio pressiométrico são apresentados e analisados individualmente e têm seus valores comparados com os obtidos a partir do ensaio SPT.

No capítulo 5, são apresentadas as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

No capítulo 6 são listadas as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 - O Pressiômetro e o Ensaio Pressiométrico.

2.1.1 - Histórico

A primeira evidência documentada da construção de um pressiômetro é atribuída ao engenheiro alemão Kogler que, em 1933, escreveu sobre um aparelho que ele havia inventado por volta de 1930, para medir as propriedades de deformação do solo. Este equipamento era constituído de uma sonda metálica, de forma cilíndrica, com comprimento de 1,25 m e diâmetro de 0,10m; sendo esta presa por discos metálicos em suas extremidades e coberta por uma membrana de borracha (Figura 2.1).

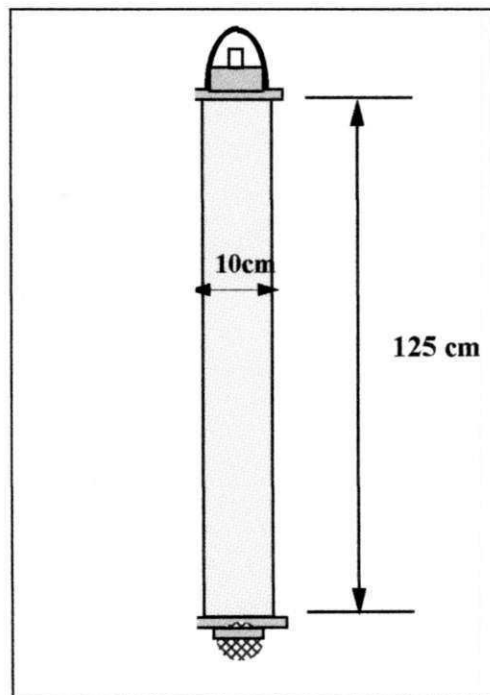


Figura 2.1 - Esboço da sonda desenvolvida por Kogler (BAGUELIN et alii, 1978).

O princípio de funcionamento do equipamento consistia na expansão da sonda através da injeção de gás sob pressão. Kogler, contudo, não conseguiu medir com

precisão a variação de volume da sonda através dos estágios de pressão aplicados e, além disso, as hipóteses feitas para interpretação da distribuição de pressões causadas no solo eram bastante simplificadoras e não satisfaziam às condições de equilíbrio. Tais fatores contribuíram consideravelmente para que Kogler não persistisse no aprimoramento do seu invento.

Em 1954, Fang na Universidade de Purdue e Ménard na Universidade de Illinois, independentemente, desenvolveram trabalhos com equipamentos similares ao de Kogler. Entretanto, em 1955, Ménard desenvolveu um equipamento que se diferenciava daquele desenvolvido por Kogler em um importante aspecto: a sonda era composta por três câmaras independentes uma da outra, que eram infladas sob uma mesma pressão; além disso, vinham recoberta por uma membrana de borracha e uma haste de aço fixada por dois discos metálicos (Figura 2.2). As câmaras das extremidades protegiam a câmara central dos efeitos de extremidade causados pelo comprimento finito da sonda e ficaram conhecidas como "células de guarda". Desta forma, a câmara central ficou limitada a expandir-se apenas na direção radial, como se a sonda tivesse um comprimento infinito, e as deformações aproximavam-se das condições de deformações planas, o que simplificou consideravelmente a interpretação dos testes pressométricos.

Se o solo for considerado como um material com comportamento elástico, a teoria de Lamé (1852) poderá ser utilizada para calcular o módulo de elasticidade, enquanto que, se o solo for considerado como sendo elástico perfeitamente plástico, a solução proposta por Bishop et alii (1945) para metais, poderá ser utilizada. Neste caso, a carga limite será relacionada com a resistência de escoamento do material. Ménard pesquisou esta última solução na prática da mecânica dos solos, usando o critério de ruptura de Mohr-Coulumb (BAGUELIN et alii, 1978).

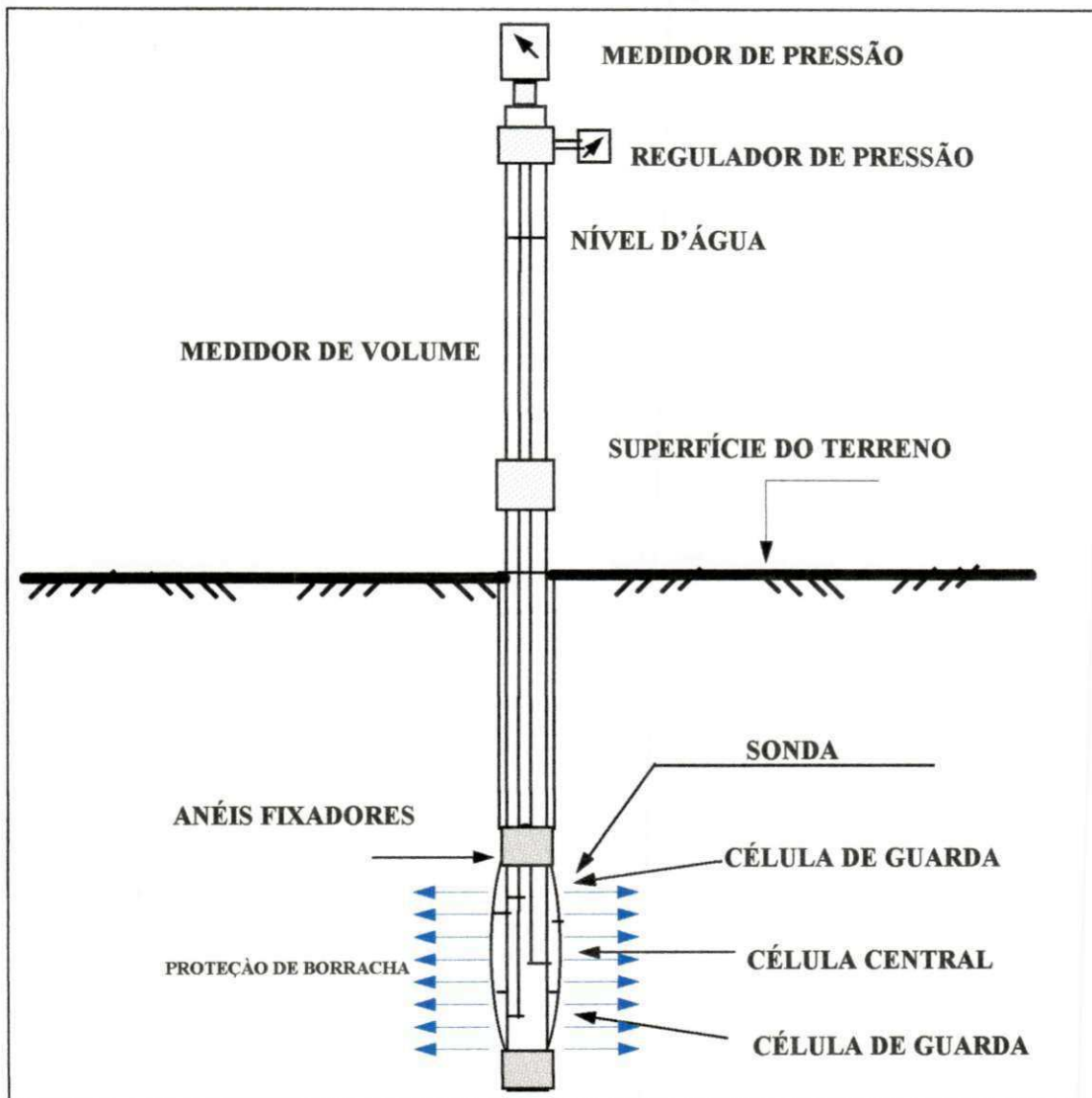


Figura 2.2 - Esboço do primeiro pressiômetro de Ménard (BAGUELIN et alii, 1978).

Os primeiros testes com o novo equipamento foram realizados por Ménard em 1955, com o objetivo de medir as propriedades de deformação do solo para projetos de fundações. Este foi o primeiro equipamento a ser chamado realmente de pressiômetro e neste mesmo ano ele foi patenteado por Ménard.

Em 1957, na França, Ménard fundou a sua própria companhia "Les Pressiometres Louis Ménard", responsável pela produção e comercialização dos pressiômetros Ménard; os quais, foram rapidamente postos em uso.

Fukuoka em 1959, no Japão, desenvolveu um pressiômetro de furo prévio para obtenção dos valores do módulo do solo lateral; no mesmo ano Ménard construiu um tubo estreito onde a sonda era protegida dentro de fendas revestidas quando fosse inserida dentro do solo. Em 1963, Ménard, através da experiência acumulada e dos estudos realizados, publicou as primeiras equações e cartas relacionando os resultados pressiométricos diretamente para o cálculo de fundações e de capacidade de carga.

Em 1965, na França, Jezequel desenvolveu o primeiro pressiômetro auto-perfurante no " *laboratoire des Points et Chaussées*". O pressiômetro de Jezequel, chamado de PAF, ainda é muito utilizado nos dias de hoje. Em 1966, no Japão, Suyama, Imai e Ohya, da Oyo Corporação, desenvolveram o pressiômetro de furo prévio Elastômetro 100.

Wroth and Hughes em 1971, na Inglaterra, desenvolveram um pressiômetro auto-perfurante na Universidade de Cambridge, chamado de Cankometro. Em 1978, Briaud e Shields no Canadá, desenvolveram um pequeno pressiômetro para projetos de pavimentos, agora conhecido como Pencil e comercializado atualmente pela Rocrest. Nesse mesmo ano, o Instituto de Petróleo Francês (IFP), desenvolveu um pressiômetro para investigações do tipo "off shore", chamado de PAM. Ainda em 1978, O instituto russo de fundações e bases do subsolo (NIIOSP), desenvolveu um pressiômetro automático chamado de PA 108.

Em 1982, Briaud et alli na A&M University no Texas, desenvolveram o Texam, um pressiômetro de furo prévio e auto-perfurante. Também, em 1982, o " *laboratoire des Points et Chaussées*" em conjunto com o "Técnicas Louis Ménard", desenvolveram

o LPCTLM, pressio-penetrômetro para penetrações off shore rasas; esta sonda tem a forma de um cone pressiométrico e é inserida por vibrações.

Por fim, em paralelo com os equipamentos desenvolvidos, grandes progressos têm sido feitos na interpretação e uso dos dados pressiométricos na França, Inglaterra, Japão, Canadá e mais recentemente na Itália, Noruega e nos Estados Unidos.

2.1.2 - Tipos de Pressiômetros

2.1.2.1 - Generalidades

Os pressiômetros são equipamentos que apesar de terem a mesma fundamentação teórica e a mesma metodologia de interpretação dos resultados, são diferenciados em função da forma de inserção da sonda no solo.

Segundo AMAR (1991), os pressiômetros podem ser classificados em três categorias distintas: pressiômetros de furo prévio (PDP), pressiômetros auto-perfurantes (SBP) e os pressiômetros de cravação (PIP).

2.1.2.2 - Pressiômetros de Furo Prévio (PDP)

Os pressiômetros de furo prévio são assim chamados em decorrência dos ensaios utilizando-se estes equipamentos, serem realizados de tal forma que a sonda é colocada dentro de um furo previamente escavado.

Os pressiômetros de furo prévio são utilizados em todos os tipos de solos, podendo também ser utilizados em rochas brandas. Estes pressiômetros são os mais empregados nas investigações do solo. Segundo CLARKE (1995), existem basicamente três grupos de pressiômetros de furo prévio (PDP): Os pressiômetros tipo Ménard ou similares, os pressiômetros de pavimentação e os pressiômetros de alta pressão e, além destes, destacam-se os pressiômetros para solos não homogêneos.

2.1.2.2.1 - Pressiômetros Tipo Ménard

Os pressiômetros Ménard foram desenvolvidos pelo “*Centre d’Etudes Ménard*” a partir de 1995. Estes equipamentos permitem a obtenção de vários parâmetros geotécnicos e são aplicados em projetos de fundações.

Atualmente existem várias versões deste equipamento sendo produzidas, das quais, merecem destaques: O pressiômetro Ménard E, o Ménard GB e o Ménard GC.

Segundo Baguelin (1978), todas as versões produzidas apresentam as seguintes características :

- I) As sondas possuem três células; uma célula central de medição e duas células de guarda;
- II) Qualquer deformação que ocorra na célula central de medição é resultante da deformação do solo;
- III) A água é o líquido incompressível utilizado para medir as deformações da célula central de medição, uma vez que seu uso é simples e conveniente;
- IV) Utiliza-se como fonte de pressão para a pressurização da água, balões de gás comprimido;
- V) Os diâmetros das sondas são baseados na padronização estabelecida pela DCDMA (Diamond Core Drill Manufactures Associaton).

2.1.2.2.1.1 - O Pressiômetro Ménard Tipo E

O pressiômetro Ménard tipo E é fabricado desde 1957, é indiscutivelmente a versão mais antiga dos pressiômetros em utilização. Esta série há muito tempo não é fabricada, contudo os equipamentos remanescentes ainda continuam sendo utilizados.

Este equipamento permite aplicações de pressão até 2500 kPa e possui volumímetro com capacidade de 750 cm³. A célula central da sonda utilizada é abastecida com água enquanto que as células de guarda são abastecidas com gás (Figura 2.3).

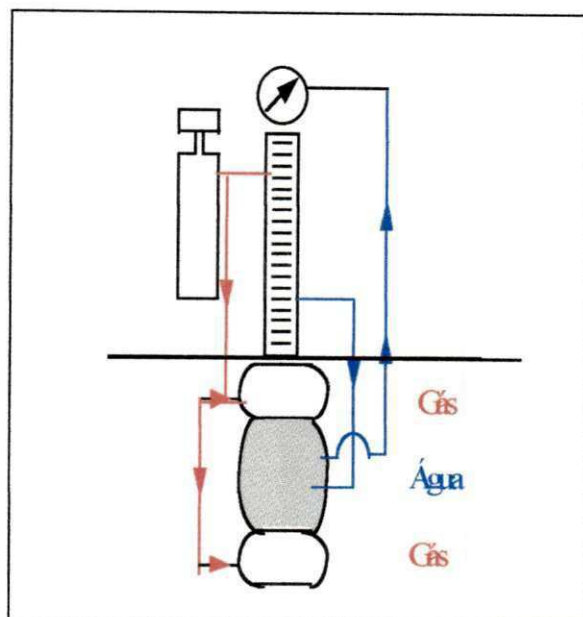


Figura 2.3 - Croqui do pressiômetro Ménard tipo E.

2.1.2.2.1.2 - O Pressiômetro Ménard Tipo GC

O pressiômetro Ménard GC é o sucessor do pressiômetro Ménard GY e atualmente é o pressiômetro mais utilizado no mundo, podendo ser aplicado em praticamente todos os tipos de solos. Este equipamento tem uma capacidade para alcançar pressões até 5000 kPa e é composto basicamente por uma fonte de pressão, uma unidade de controle de pressão e volume, um sistema de tubulações coaxiais e uma sonda pressiométrica, conforme mostra a Figura 2.4.

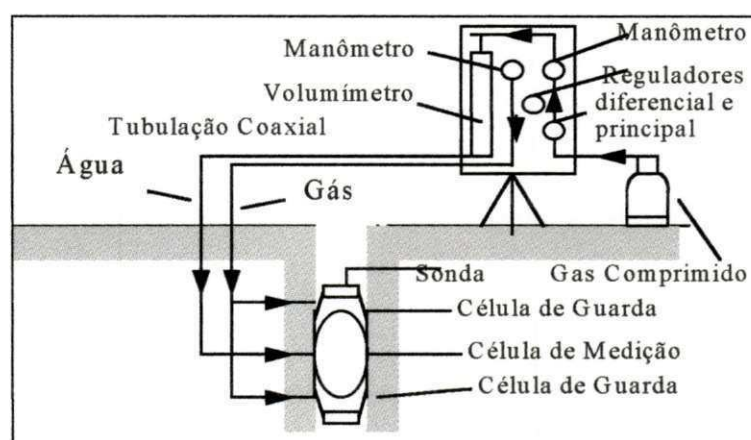


Figura 2.4 - Esquema Geral do Pressiômetro Ménard GC.

A sonda pressiométrica da série Ménard GC possui diâmetro variando de 60 à 74 mm, dependendo do fabricante. Esta sonda, conforme se observa na Figura 2.5, é constituída de uma célula central de medição delimitada por uma membrana e envolta por uma cobertura (bainha de borracha) ao longo de seu comprimento; os espaços vazios nas extremidades, entre a membrana e a cobertura, formam as células de guarda. A célula central é inflada com água para permitir que qualquer deformação possa ser observada, enquanto que as células de guarda são infladas com gás. A pressão aplicada no gás deve ser a mesma da água, de modo que, a célula central se expanda tomando a forma de um cilindro circular reto (CLARKE, 1995).

A unidade de controle de pressão e de volume (CPV) é composta de um volumímetro com escala graduada, botões controladores e ajustadores, dois manômetros para a medição da pressão aplicada, um manômetro para a medição da pressão diferencial e outro para a medição da pressão do gás (Figura 2.6).

A tubulação coaxial do sistema é constituída de mangueiras semi-rígidas de poliamida.

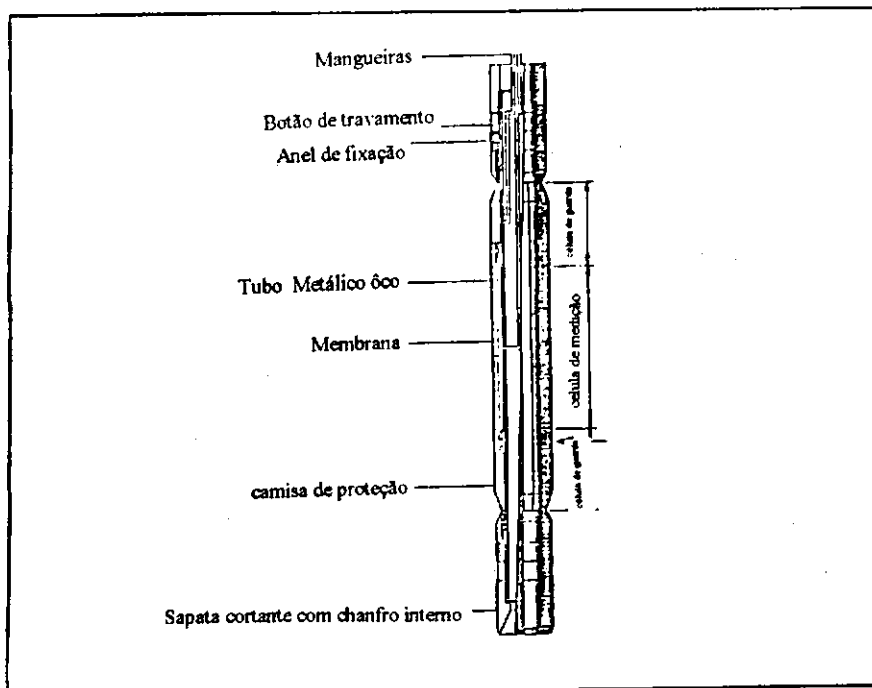


Figura 2.5 - Detalhe da Sonda Ménard GC.

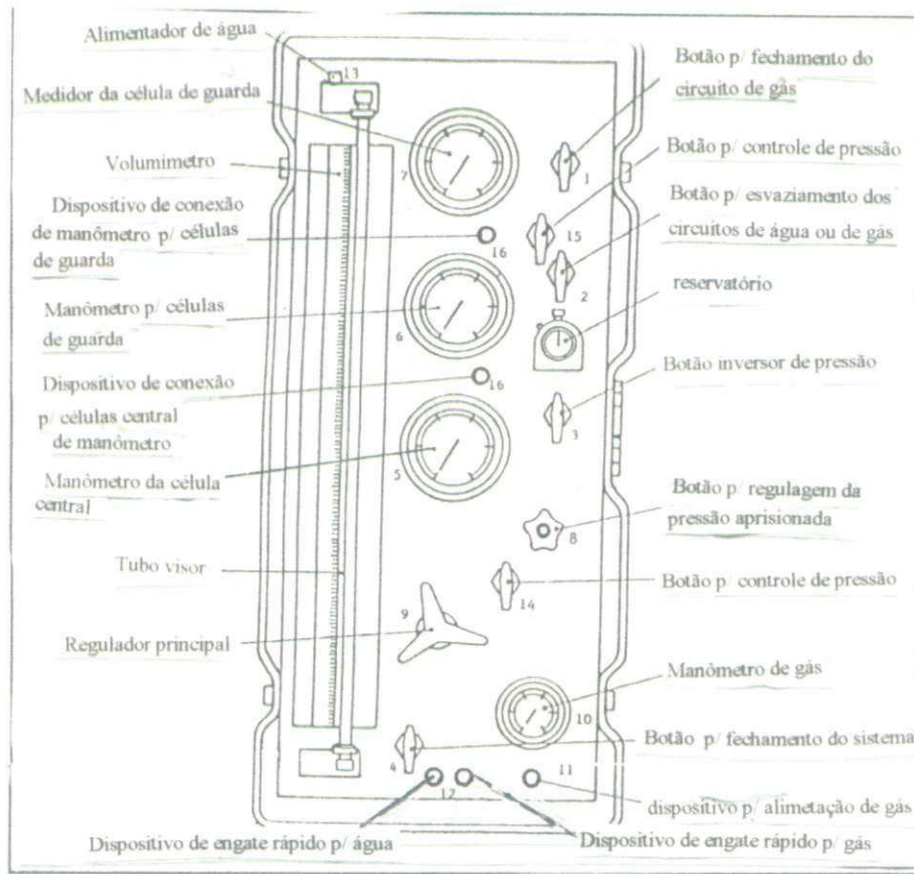


Figura 2.6 - Detalhe da CPV do pressiômetro Ménard.

2.1.2.2.1.3 - O Pressiômetro Ménard Tipo GB

O pressiômetro GB, conforme se observa na Figura 2.7, é destinado à aplicações em rochas brandas e pode alcançar pressões até 10.000 kPa.

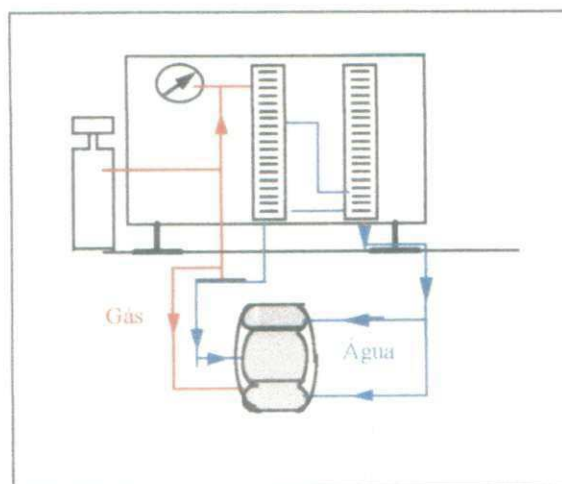


Figura 2.7 - Esquema Geral do pressiômetro Ménard GB.

A sua constituição é praticamente similar ao pressiómetro Ménard GC, contudo a sua sonda possui a célula central e as células de medição infladas com água e totalmente independentes uma da outra e, além disso, a sua CPV possui dois reservatórios de água; um para alimentar a célula central e o outro para alimentar as células de guarda (Figura 2.7).

2.1.2.2.2 - Pressiómetros de Alta Pressão

2.1.2.2.2.1 - Generalidades

São pressiómetros que possuem grande capacidade de aplicação de pressão, podendo chegar até a 20 MPa e são utilizados principalmente em argilas rijas e rochas brandas. Dentre os pressiómetros de alta pressão destacam-se o Oyometro e o dilatômetro de alta pressão.

2.1.2.2.2.2 - O Oyometro

A Oyo Corporation, no Japão, desenvolveu na década de 1960, dois pressiómetros de carga lateral, para aplicações em projetos de estacas carregadas horizontalmente (Figura 2.8) : O LLT-Elastômetro 100 e o LLT-Elastômetro 200, os quais têm bastante aplicações em rochas.

A sonda destes pressiómetros têm diâmetro de 62 ou 72 mm e apresentam uma relação comprimento/ diâmetro de 7,2 ou 8,4. Os elastômetros 100 e 200 também são projetados para realizar testes em rochas podendo operar com pressões de 10 MPa e 20 MPa, respectivamente. Estes equipamentos foram os primeiros pressiómetros comercializados com transdutores de deslocamento, os quais são utilizados para a obtenção de resultados precisos da expansão da cavidade, principalmente nos ensaios em rochas, já que neste caso os deslocamentos são muito pequenos.

2.1.2.2.3 - O Dilatômetro de Alta Pressão

O dilatômetro de alta pressão foi desenvolvido inicialmente por Hughes e Ervin em 1950 (Figura 2.9). Atualmente ele é produzido pela empresa Cambridge In Situ e é aplicado em rochas brandas e argilas rijas.

Este equipamento apresenta uma seção de expansão de 455 mm e 73 mm de diâmetro, com capacidade de aplicação de pressões até 20 MPa. A sua sonda pressiométrica é similar às demais, sendo composta de um tubo metálico oco, uma célula de pressão e uma cobertura de borracha. Esta sonda, entretanto, também é equipada por transdutores de pressão.

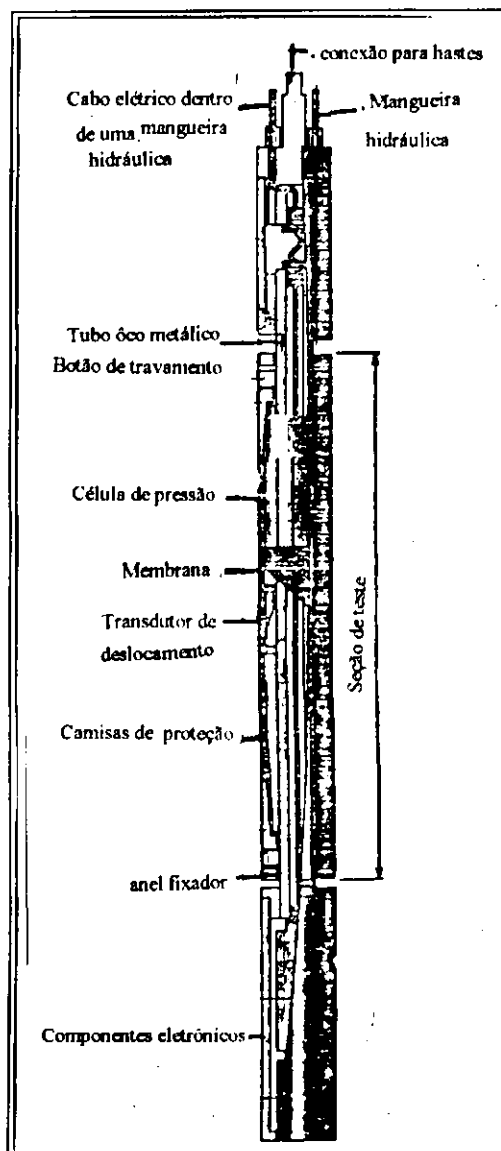
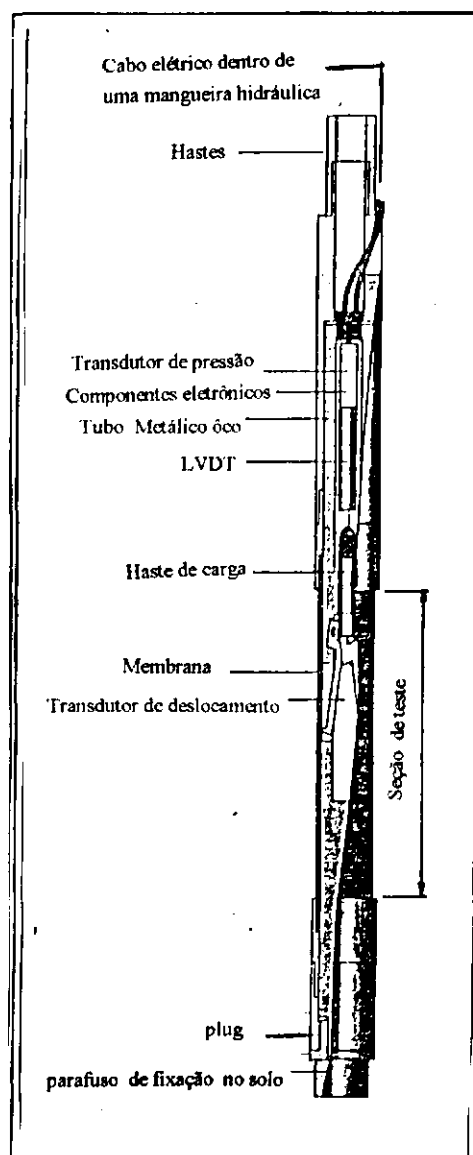


Figura 2.8 - Elastômetro 100 (Oyometro).

Figura 2.9 - Dilatômetro de alta pressão (CLARKE, 1995).

2.1.2.2.3 - O Pressiômetro de Pavimentação

O pressiômetro de pavimentação (Figura 2.10), também conhecido como pressiômetro Briaud ou mini-pressiômetro, foi desenvolvido pelo engenheiro francês Jean Louis Briaud em 1978, no Canadá.

Briaud e Shields (1979) descreveram um equipamento destinado à obtenção da rigidez de pavimentos, para a utilização em projetos de rodovias. Contudo, estes equipamentos, atualmente, também são utilizados em projetos de fundações superficiais. Trata-se de um equipamento simples, portátil, com sonda monocelular e com deslocamento de volume.

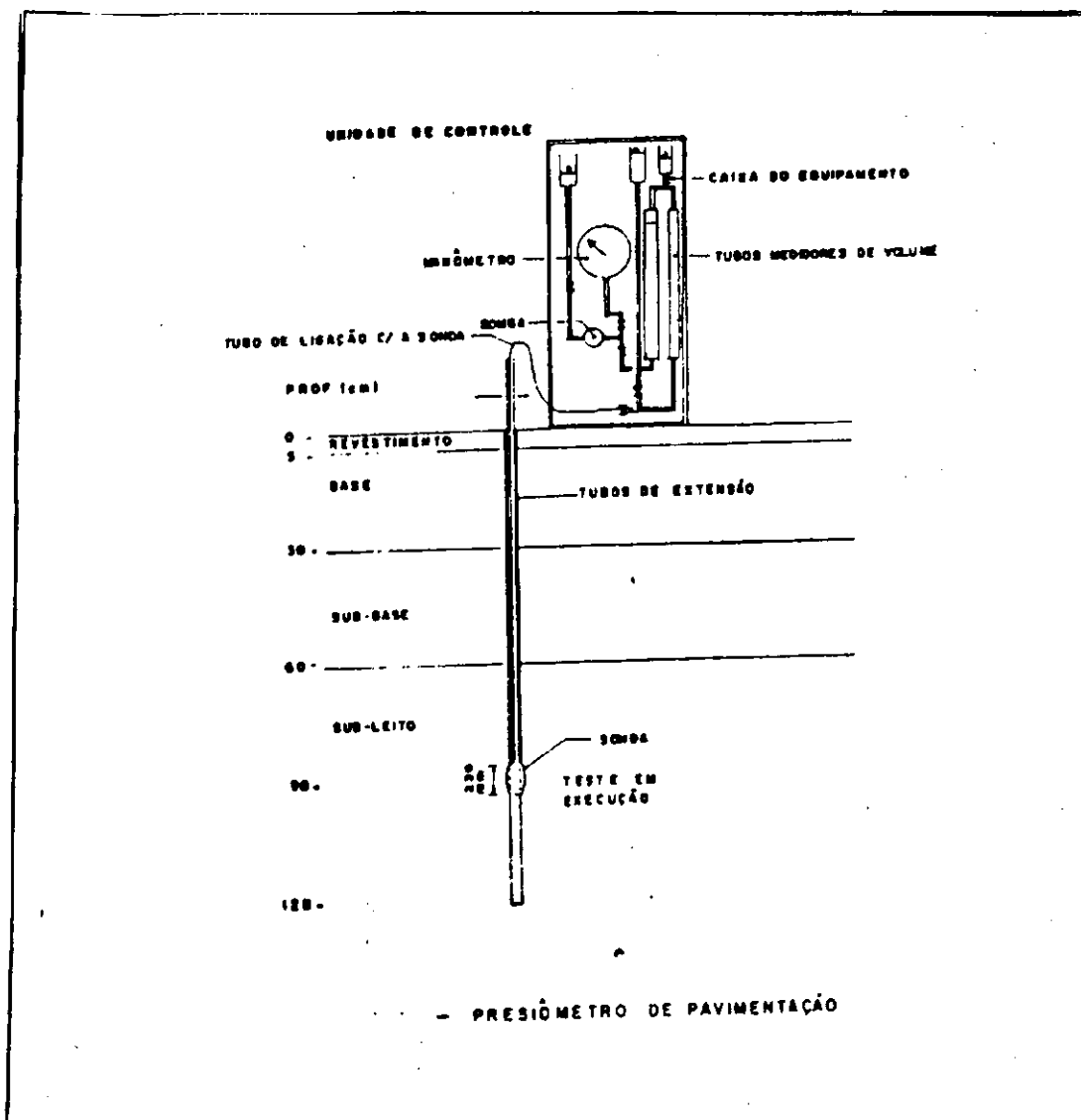


Figura 2.10 - Esquema geral do pressiômetro de pavimentação (LUCENA & BEZERRA, 1988).

A sonda pressiométrica possui diâmetro em torno de 75 mm e comprimento de 230 mm, conforme se observa na Figura 2.11; porém, podem ser encontradas sondas com 26 mm de diâmetro ou suficientemente longas com 500 mm, para que os efeitos de extremidades possam ser desprezados.

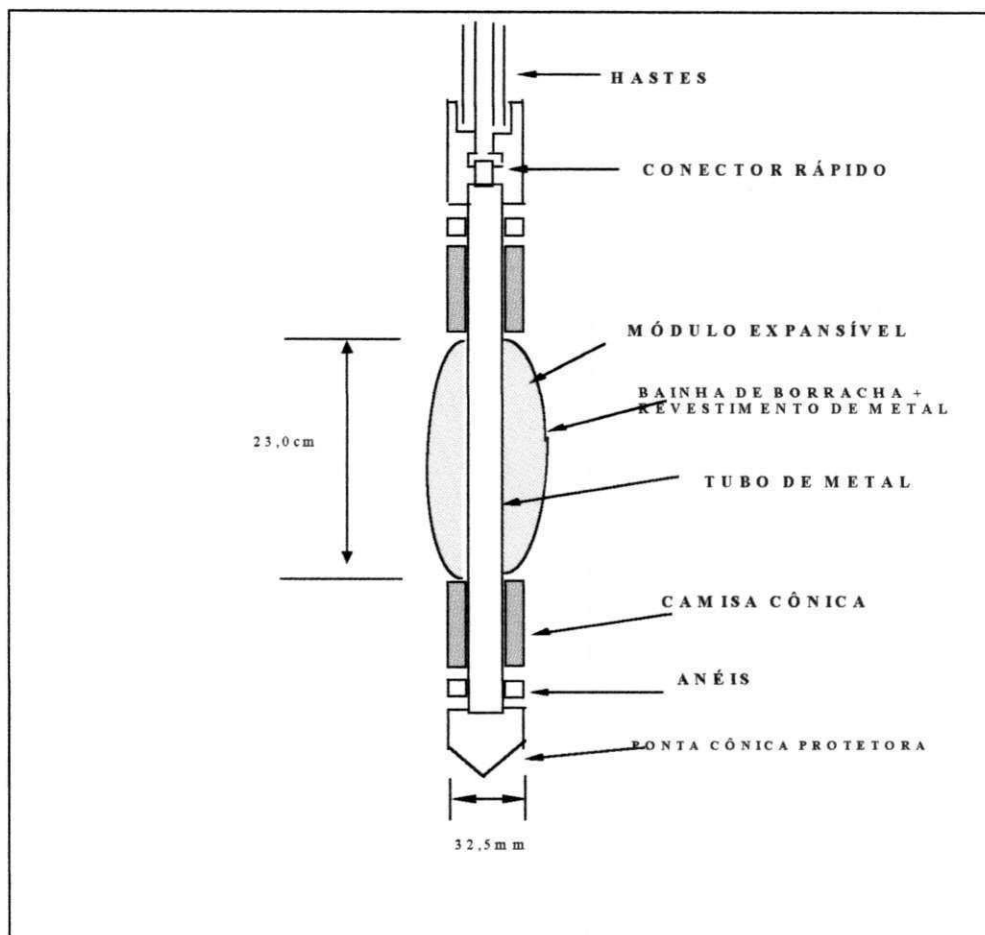


Figura 2.11 - Sonda do pressiômetro de pavimentação ou BRIAUD (CAVALCANTE, 1997).

2.1.2.2.4 - O Pressiômetro para Solos não Homogêneos

São pressiômetros utilizados principalmente em rochas. Trata-se de um equipamento similar aos demais pressiômetros de furo prévio, contudo, para que possam ter boa precisão sob aplicação de altas pressões e superarem as desuniformidades encontradas nas rochas, estes equipamentos utilizam sondas monocelulares munidas de membranas espessas com diâmetros variáveis e são dotadas de transdutores de deslocamento ao longo de toda a sonda

2.1.2.3 - O Pressiômetro Auto-Perfurante

Este equipamento, segundo CLARKE (1995), foi desenvolvido inicialmente por Jezequel na França em 1968, com a finalidade de suprir as deficiências dos pressiômetros de furo prévio, no tocante às perturbações causadas por este equipamento nos processos de escavação e instalação da sonda. Era preciso desenvolver um equipamento que eliminasse todos os fatores que pudessem alterar o solo, tais como: a ação cortante dos instrumentos perfuradores, o escoamento do furo, as perturbações causadas pela sonda durante a sua inserção, além das variações do teor de umidade, devido ao fluido utilizado no processo de lavagem ou devido à drenagem do furo (BAGUELIN, 1978).

O princípio do pressiômetro auto-perfurante constitui-se na utilização de um processo de inserção da sonda que cause o mínimo de perturbação nos arredores do furo, de modo que nem ocorra um alívio de tensões no solo e nem ocorra também uma tensão adicional de compressão na base da sonda.

A sonda do pressiômetro auto-perfurante, conforme é mostrado na Figura 2.12, é de uma maneira geral, constituída por um tubo central oco, para possibilitar a passagem do líquido, das hastes perfuratrizes e também para transmitir força vertical à sonda para que esta possa superar o atrito com o solo; uma membrana de borracha; um sistema de presilhas e uma camisa protetora similar aos demais pressiômetros. Além disso, ele é dotado de uma ponta cônica perfuradora, chanfrada internamente, na qual estão localizadas as brocas rotativas e perfuratrizes. As brocas são empurradas pelas hastes rotativas que por sua vez são acionadas por um motor, o qual poderá estar localizado na unidade perfuratriz, atrás da seção de teste ou, até mesmo na superfície do solo, dependendo do tipo da sonda (CLARKE, 1995).

Atualmente existem vários tipos de pressiômetros auto-perfurantes no mercado, entretanto os de maior relevância são o pressiômetro “*auto-foreur*” (PAF) desenvolvido na França (Figura 2.13) e o Cankômetro desenvolvido na Universidade de Cambridge no Reino Unido (Figura 2.14).

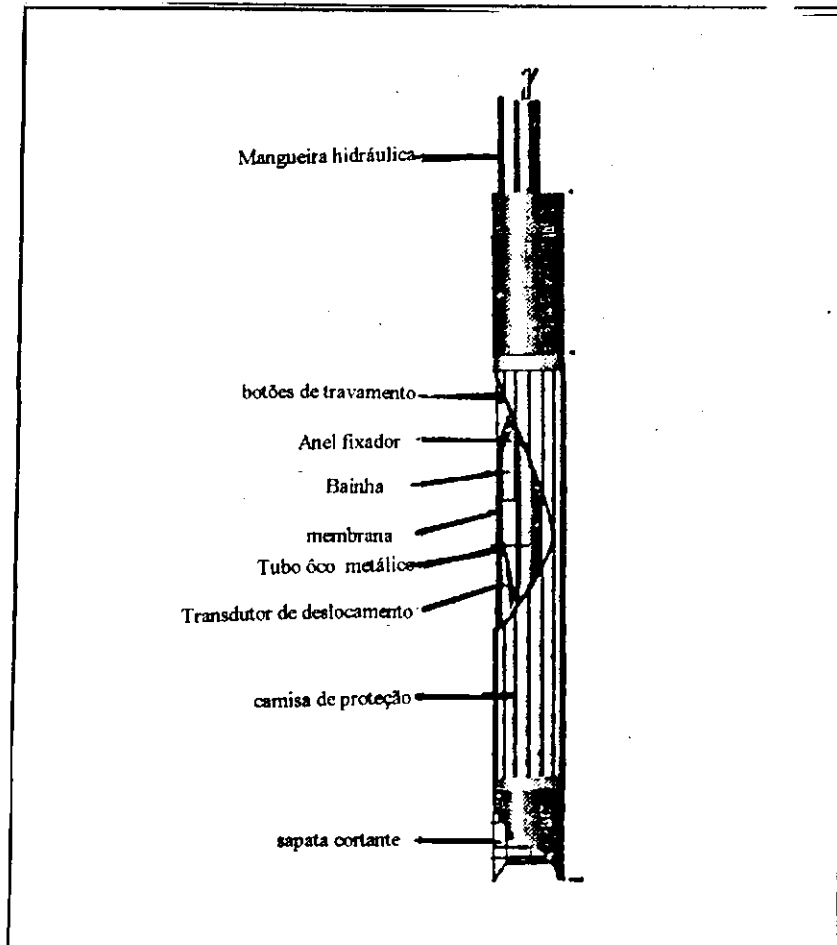


Figura 2.12 - Descrição geral de um pressiômetro auto-perfurante (CLARKE, 1995).

2.1.2.3.1 - O Pressiômetro Auto-Foreur (PAF)

O pressiômetro auto-foreur foi desenvolvido por Jezequel em 1968, no "laboratoire des Points et Chaussées" na França. Atualmente a sua versão comercializada é o PAF-76.

Neste equipamento a broca perfuratriz é acionada por um motor hidráulico localizado dentro da sonda. A sonda utilizada é unicelular e inflada com água, e têm capacidade de aplicação de pressão até 3 MPa. O seu diâmetro é aproximadamente 132 mm com módulo de medição de cerca de 2 metros de comprimento. A sua fonte de pressão é um macaco mecânico que movimenta um pistão que força a água para a sonda (Figura 2.13). O aumento de volume é medido por um mini-fluxômetro.

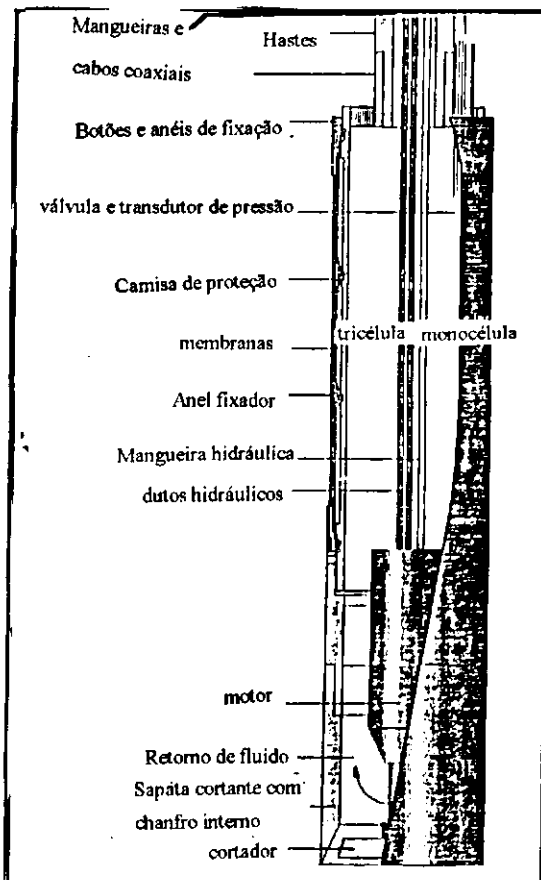


Figura 2.13 - Detalhe do Pressiômetro "auto-fureur".

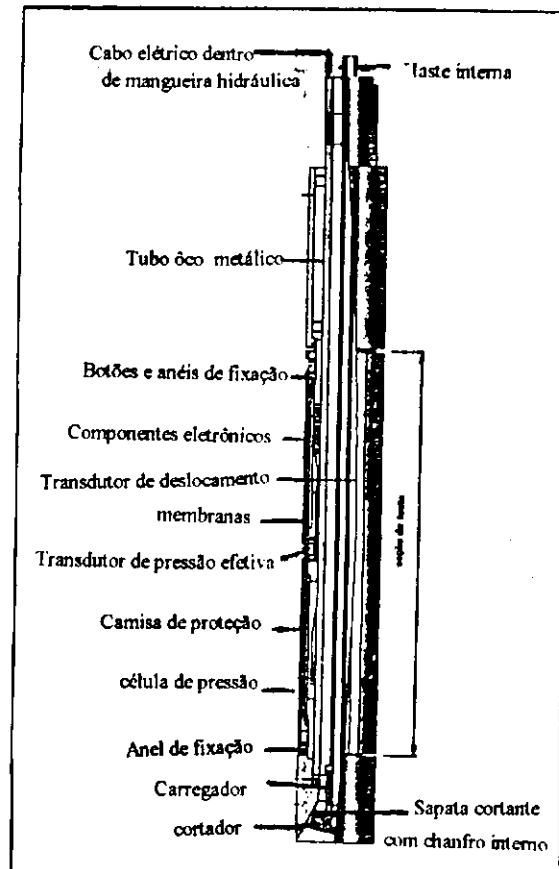


Figura 2.14 - Detalhe do Cankômetro.

2.1.2.3.2 - O Cankômetro

Cankômetro é o nome mais comum dado a este pressiômetro auto-perfurante desenvolvido na Universidade de Cambridge por volta de 1971. Este equipamento tem aproximadamente 84 mm de diâmetro, com cerca de 1 metro de comprimento. A sua seção de expansão é de 500 mm, com capacidade de pressão podendo chegar a 10 MPa.

A broca rotativa é acionada por um conjunto de hastes perfuratrizes, a sonda utilizada é unicelular e inflada com gás (Figura 2.14). O aumento radial da sonda é medido por três antenas elétricas localizadas no ponto médio da sonda e dispostas a 120°. A pressão é medida por transdutores de pressão e por manômetros, enquanto que a poro-pressão poderá ser medida por um transdutor de poro pressão instalado na borracha da sonda. Existe também uma versão do cankômetro destinada à aplicações em rochas brandas.

2.1.2.4 - O Pressiômetro de Penetração

2.1.2.4.1 - Generalidades

Os pressiômetros de penetração (PIP) foram desenvolvidos no final da década de 1970, com o intuito de suprir os problemas de instalação das sondas dos pressiômetros de furo prévio e os altos custos de operação do pressiômetro auto-perfurante, de modo que não ocorressem perturbações no solo. O modo de execução do ensaio consiste na cravação da sonda no solo, através das batidas de um determinado peso caindo de uma altura previamente estabelecida em cima das hastes de cravação. Os pressiômetros de cravação (PIP) são cravados da mesma forma que um penetrômetro é cravado no solo (CLARKE, 1995). Tais equipamentos são classificados em pressiômetros de deslocamento completo ou cone pressiométrico (FDP) e pressiômetros de deslocamento parcial. A sua finalidade básica é a de ser utilizado em investigações “*off shore*”, contudo, hoje em dia, eles são também utilizados em investigações “*on shore*”.

2.1.2.4.2 -O Pressiômetro de Deslocamento Completo (FDP) ou Cone Pressiométrico

São pressiômetros de cravação que fundamentam-se em associar as vantagens do teste do cone penetrométrico (CPT) e do teste pressiométrico (PMT). O perfil do solo é gravado durante a penetração e, uma vez cessada esta penetração, o ensaio pressiométrico é realizado. A cravação é feita na mesma velocidade de penetração do cone penetrométrico (20 mm/s) (BRIAUD, 1992). Tais pressiômetros foram desenvolvidos inicialmente por JEZEQUEL et alii (1982), HUGHES & ROBERTSON (1985) e WHITERS et alii (1986).

JEZEQUEL et alii (1982) descreveram um pressio-penetrômetro desenvolvido para uso “*off shore*”. Este equipamento era constituído de um piezocone de 10 cm² de área na ponta e de um pressiômetro de mesmo diâmetro, onde o pressiômetro é montado acima do piezocone. (Figura 2.15). A sua sonda era monocelular com deslocamento de volume e capacidade de pressão de 2,5 MPa, e deformação volumétrica de 100%.

WHITERS et alii (1986) relataram o desenvolvimento de um pressiômetro de deslocamento completo, o qual possuía um diâmetro de 44 mm e comprimento de 1 metro, além de uma seção expansível longa de 450 mm ; tendo assim razão comprimento/diâmetro equivalente a 10 (CLARKE, 1995).

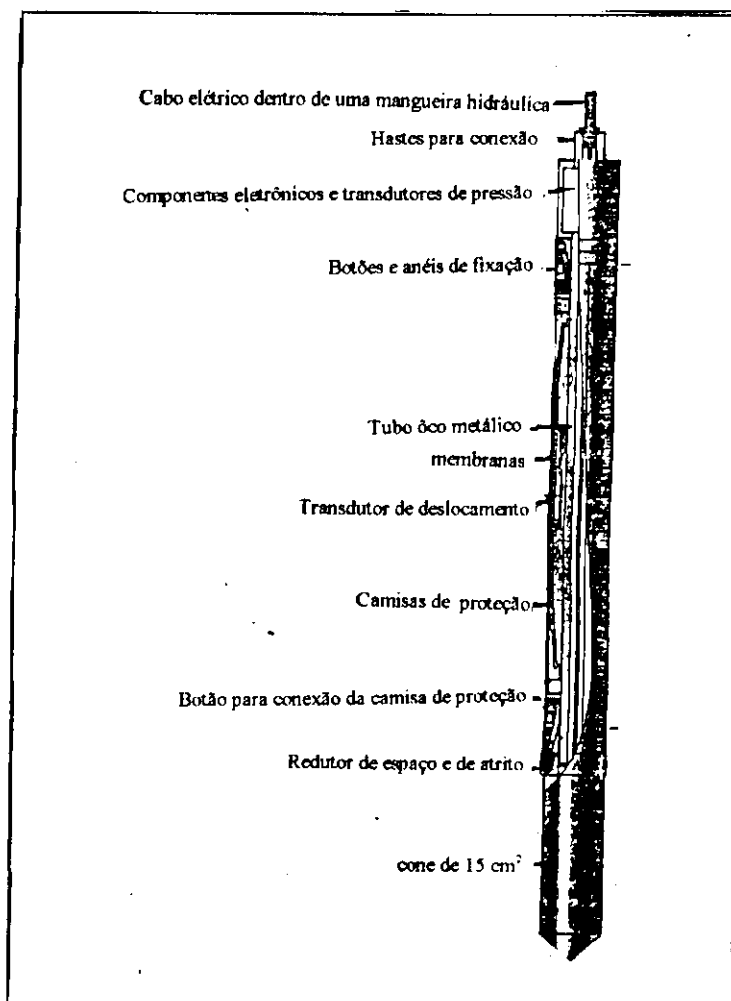


Figura 2.15 - Croqui de um pressiômetro de deslocamento completo (FDP).

O cone pressiométrico permite, de forma direta, a obtenção na sonda pressiométrica de parâmetros de resistência do solo, tais como a pressão limite e o módulo cisalhante, enquanto que a resistência de ponta é registrada no piezocone durante a cravação. Segundo SCHNAID (1994), citado por YU et alii (1996), estes parâmetros podem ser correlacionados com a densidade relativa e o ângulo de atrito interno do solo.

Os resultados destes ensaios têm se mostrado bastante satisfatórios em investigações do tipo "off shore" (AMAR et alii, 1983) e em aplicações em solos arenosos (YU et alii, 1996).

2.1.2.4.3 - O Pressiômetro de Deslocamento Parcial - (Stressprobe)

HENDERSON et alii (1979) e LEGIER (1982), citados por CLARKE (1995), relataram o desenvolvimento de um pressiômetro de penetração com deslocamento parcial, desenvolvido a partir do pressiômetro auto-perfurante Cambridge, para uso em investigações "off shore", denominado de stressprobe.

O stressprobe possui um diâmetro de 78 mm e comprimento total com 3 metros e capacidade de pressão até 3,5 MPa acima da pressão hidrostática. Ele é composto basicamente de três seções : uma sapata cortante com passos de alívio de tensões, um módulo pressiométrico e uma fonte geradora de pressões.

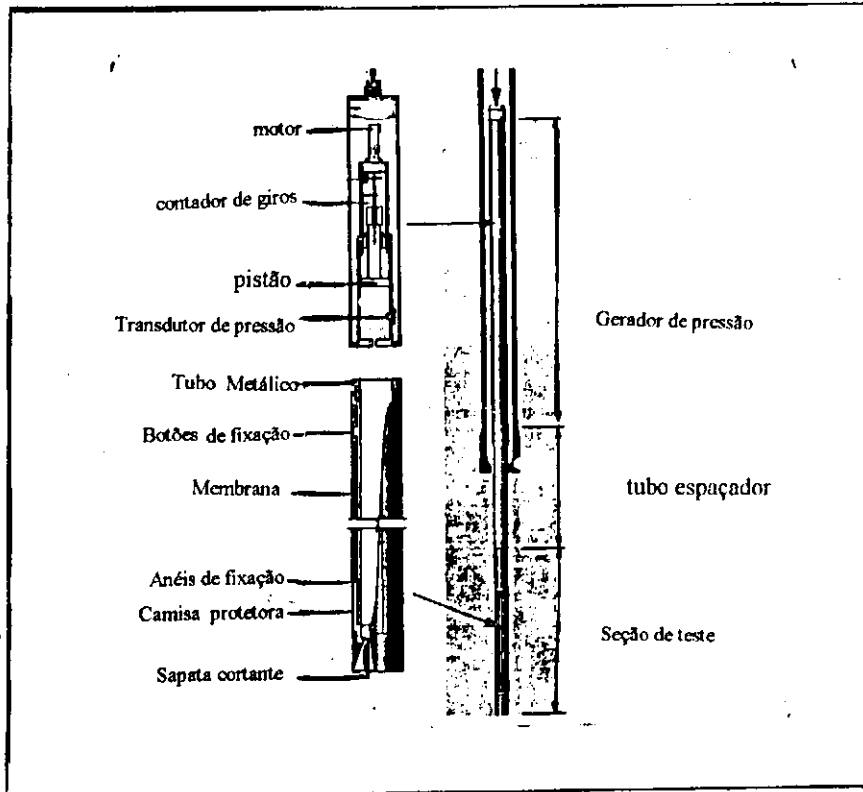


Figura 2.16 - O pressiômetro de deslocamento parcial - STRESSPROBE.

2.1.3 - O Ensaio Pressiométrico

2.1.3.1 - Fundamentação Teórica

2.1.3.1.1 - Introdução

O ensaio pressiométrico é um dos poucos ensaios na literatura da mecânica dos solos que em sua fundamentação teórica são levados em consideração, de forma completa e rigorosa, as propriedades usuais de resistência do solo e de deformação, tais como compressibilidade, sensibilidade e dilatância, além do comportamento real do solo.

O ensaio pressiométrico consiste essencialmente na expansão de um cilindro infinitamente longo e modelado pela teoria de expansão de uma cavidade cilíndrica. Neste ensaio, o solo é considerado como tendo um comportamento elasto-plástico, sendo que, inicialmente, este comporta-se como essencialmente elástico, onde são consideradas apenas a ocorrência de pequenas deformações e, em seguida, como perfeitamente plástico, considerando-se assim, a existência de grandes deformações.

Segundo BAGUELIN (1978), o fato de se considerar a expansão de uma cavidade cilíndrica e infinitamente longa não reflete totalmente a realidade, já que as sondas pressiométricas utilizadas possuem comprimento finito e têm as suas membranas restringidas nas extremidades. Essa discrepância, contudo, é relativamente pequena, podendo ser eliminada através de correções simples e, na prática, a utilização de uma sonda suficientemente longa dotada de células de guarda amenizam consideravelmente esta diferença.

Para que o ensaio possa ser modelado como sendo o de uma expansão "cilíndrica" em uma massa infinita de solo, no desenvolvimento da fundamentação teórica do pressiómetro supõe-se que a sonda, quando instalada em uma massa de solo considerada como homogênea e isotrópica, não cause nenhuma perturbação nos arredores do furo. Outros fatores que devem ser levados em consideração são que a sonda durante a sua instalação deva ser a mais vertical possível e a sua relação

comprimento/diâmetro deva ser suficientemente longa para que os efeitos de extremidade possam ser desprezados.

2.1.3.1.2 - Tensões, Deformações e Equilíbrio

No início do ensaio pressiométrico o furo na massa de solo, conforme mostra a Figura 2.17, tem raio igual a r_0 e uma pressão uniforme " p_{ho} ", aplicada nas paredes do furo, igual a tensão horizontal "in situ" total, " σ_{ho} ".

Considera-se que a sonda pressiométrica atua como sendo uma cavidade cilíndrica infinita, expandindo-se em uma massa de solo ilimitada, homogênea e isotrópica.

O eixo da cavidade é vertical na direção Oz e o sistema é expresso em coordenadas cilíndricas (Figura 2.18). O comprimento da cavidade é assumido como sendo muito maior que o seu raio e, uma vez que esta cavidade possui simetria axial, observa-se que os deslocamentos ocorrem apenas no plano horizontal.

Sejam " u ", " v " e " w " os deslocamentos radial, circunferencial e vertical respectivamente, e devido ao plano principal ser o plano horizontal e a expansão da cavidade ser cilíndrica e infinita, os deslocamentos circunferencial " v " e vertical " w " serão iguais a zero (BRIAUD, 1992).

Ao aplicar-se uma pressão " p " no furo e sendo $p > p_{ho}$, a cavidade se expandirá na direção radial, passando de uma posição equivalente a distância radial " r " para uma nova posição " R ", a qual será expressa por:

$$R = r + u \quad (2.1)$$

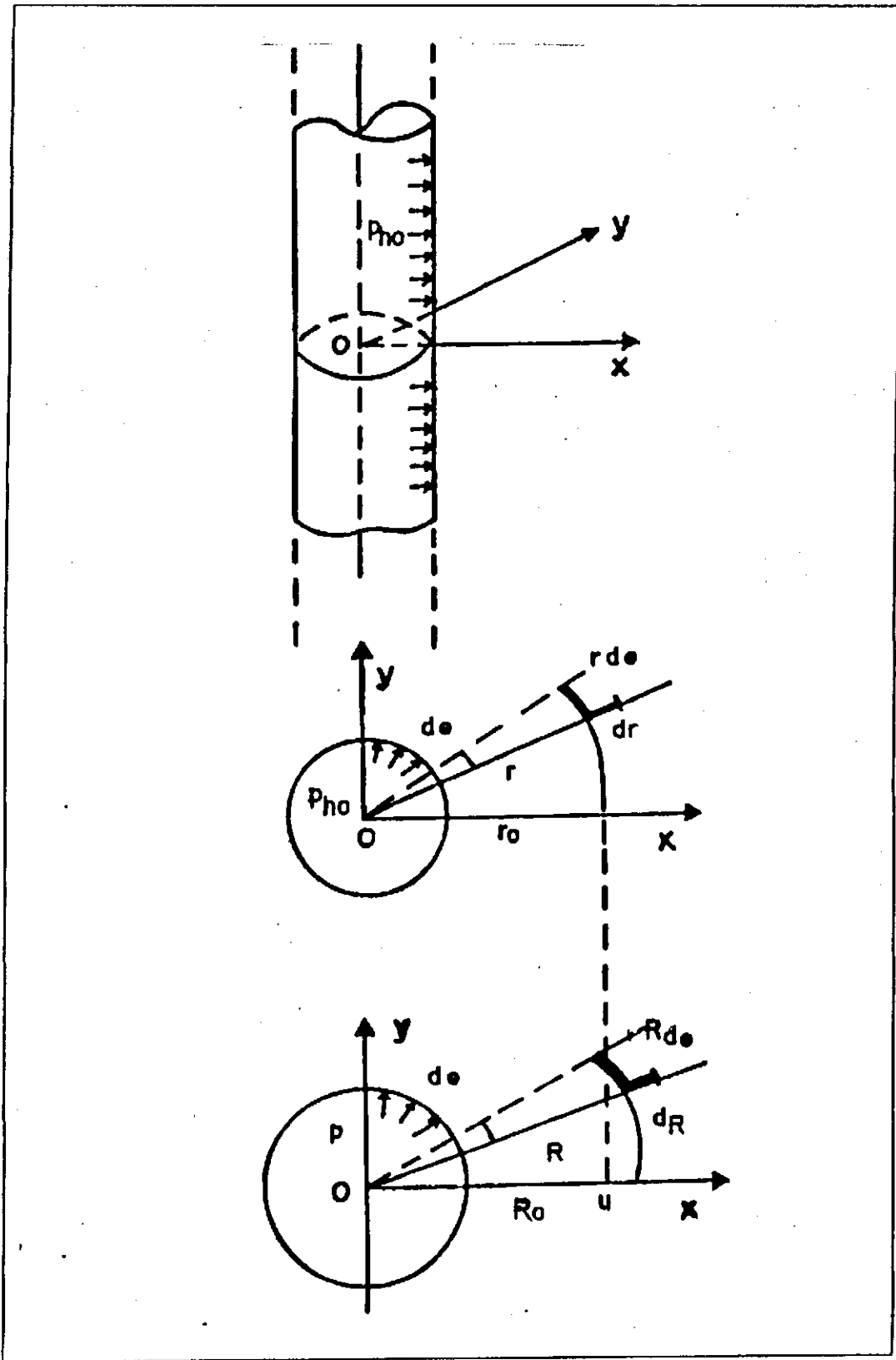


Figura 2.17 - Expansão de uma cavidade cilíndrica (BAGUELIN et alii, 1978).

Neste caso as deformações principais são as deformações radial (ϵ_r), circunferencial (ϵ_θ) e vertical (ϵ_z). Considerando-se que o plano horizontal é o plano principal de deformações, a deformação vertical (ϵ_z) será zero e as deformações circunferencial (ϵ_θ) e radial (ϵ_r) serão determinadas através da função deslocamento $u(r)$ levando-se em consideração a ocorrência de pequenas deformações:

$$\epsilon_\theta = \frac{(r-u)d\theta - r d\theta}{r d\theta} = \frac{u}{r} \quad (2.2)$$

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{2} \cdot \frac{(R^2 - r^2)}{r^2} \quad (2.4)$$

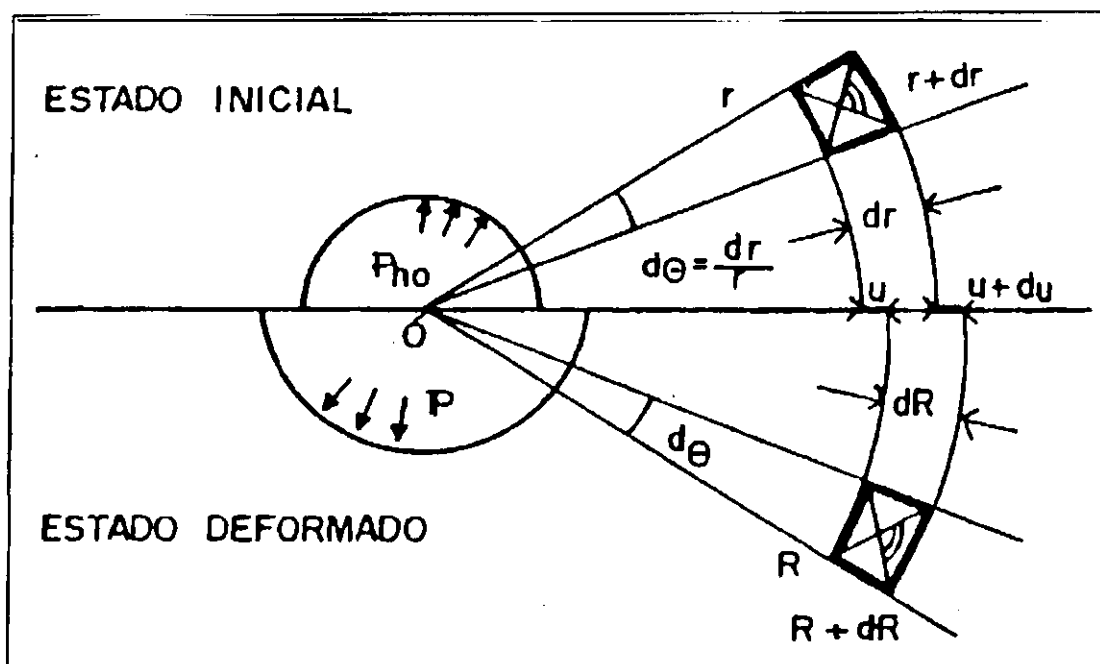


Figura 2.18 - Deformação de um elemento inicialmente quadrado (BAGUELIN et alii. 1978).

No caso de grandes deformações, considerando-se V_c como sendo o volume da cavidade, BAGUELIN (1978) recomenda as expressões de Green e de Almost, as quais fornecem o valor da deformação circunferencial da seguinte forma:

$$\epsilon_\theta = \frac{1}{2} \frac{\Delta V_c}{V_c} \quad (2.5)$$

Considerando-se um elemento do solo de espessura dr e raio r , medido a partir do centro da cavidade e submetido às tensões principais σ_r , σ_θ e σ_v (Figura 2.19), TIMOSHENKO & GOODIER (1989), mostraram a equação de equilíbrio no plano horizontal, que é expressa por:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = -\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \quad (2.6)$$

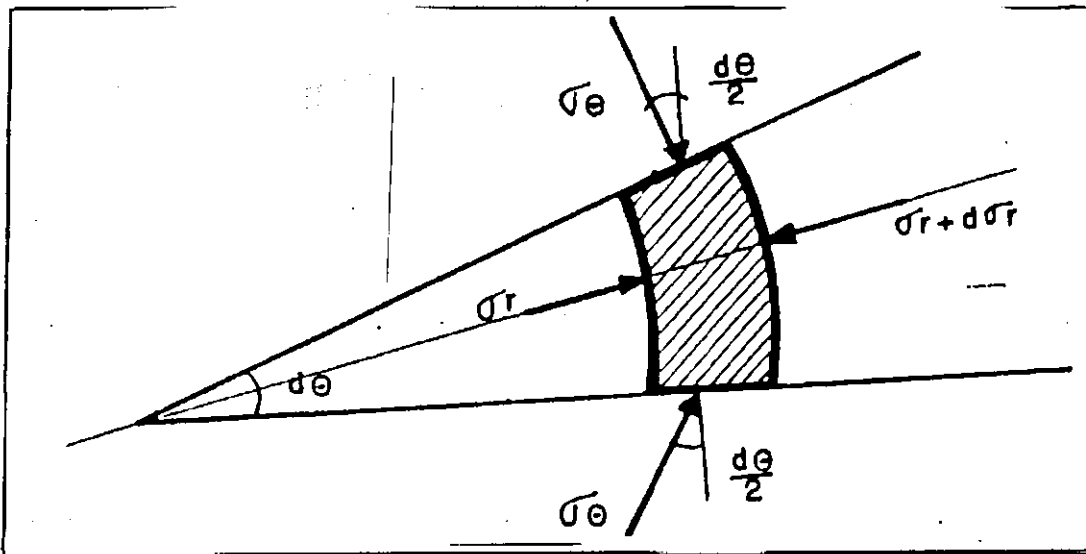


Figura 2.19 - Tensões em um elemento deformado (BAGUELIN et alii, 1978).

Para uma mesma distância da sonda, as deformações e a variação da tensão radial é zero. Assim, $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_h$ e $dr=0$. Estas considerações, contudo, não são suficientes para a determinação das propriedades dos solos. Faz-se necessário estabelecer relações entre tensões e deformações.

O comportamento elástico linear do solo e o estudo do ensaio pressiométrico como um modelo elasto-plástico, foi observado inicialmente por LAMÉ em 1852.

Considerando-se que o solo seja representado por uma massa elástica linear, homogênea e isotrópica, o mesmo será caracterizado por dois parâmetros:

- Módulo de Young; (E);
- Coeficiente de poisson (ν)

Considerando-se também que a cavidade é expandida em um meio elástico, linear e isotrópico, e usando-se as leis de Hooke e supondo ainda que as deformações ocorridas sejam pequenas, obtém-se as seguintes expressões, relacionando as variações de tensões com as deformações :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_r - \nu (\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z)) \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_\theta - \nu (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_z)) \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_z - \nu (\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_r)) \quad (2.9)$$

Combinando-se as Equações 2.7, 2.8 e 2.9 Obtém-se a seguinte equação diferencial :

$$r^2 \frac{du^2}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (2.10)$$

Resolvendo-se a Equação (2.10) e considerando-se que as condições de contorno são:

$$u = 0 \quad \text{para } r = \infty \text{ (no infinito)} \quad (2.11)$$

$$u = u_0 \quad \text{para } r = r_0 \text{ (no furo)} \quad (2.12)$$

As soluções para o deslocamento radial, as tensões e as deformações em qualquer ponto da massa de solo são:

$$u = \frac{u_0 r_0}{r} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_0 r_0}{r^2} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_\theta = - \frac{u_0 r_0}{r^2} \quad (2.15)$$

Considerando-se “G” como sendo o módulo de elasticidade transversal e “ σ_{ho} ” como sendo a tensão horizontal no repouso, as equações nas paredes do furo serão expressas por:

$$\sigma_r = \sigma_{ho} + (p - \sigma_{ho}) \frac{r_0^2}{r^2} \quad (2.18)$$

onde p é a pressão nas paredes do furo

$$u = u_0 \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_0}{r_0} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon_\theta = - \frac{u_0}{r_0} \quad (2.21)$$

$$\sigma_r = \sigma_{ho} + 2G \frac{u_0}{r_0} \quad (2.22)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{ho} - 2G \frac{u_0}{r_0} \quad (2.23)$$

Pela teoria da elasticidade e para pequenas deformações tem-se que:

i) as deformações radiais “ ε_r ” (compressão) são iguais e opostas às deformações circunferenciais “ ε_θ ” (tração);

ii) não existe variação de volume, ou seja, a deformação volumétrica é zero;

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z = 0 \quad (2.24)$$

iii) o acréscimo na tensão radial “ $\Delta\sigma_r$ ” (Compressão) é igual ao decréscimo da tensão circunferencial “ $\Delta\sigma_\theta$ ” (Tração):

$$\Delta\sigma_r = - \Delta\sigma_\theta \quad (2.25)$$

iv) as tensões e as deformações variam com o inverso do quadrado do raio;

v) levando-se em consideração a teoria de grandes deformações a Equação 2.22 é expressa por: :

$$\sigma_r = \sigma_{ho} + G \frac{\Delta V_c}{V_c} \quad (2.26)$$

A expansão da cavidade cilíndrica ocasiona um progressivo aumento das tensões no solo, chegando a um determinado ponto em que o mesmo sofre um escoamento plástico (BRIAUD, 1992). Antes do escoamento o solo se comporta como um material elástico e, após o escoamento o solo se apresenta como um material plástico.

No início do escoamento do solo, surge nos arredores da cavidade um anel elementar, o qual representa a zona de plastificação do solo. Com o aumento contínuo da pressão na cavidade a zona de plastificação vai gradativamente aumentando o seu espaço até ocupar completamente a cavidade (Figura 2.20). Neste instante a pressão limite “ P_L ” é alcançada, a massa de solo está no estado plástico.

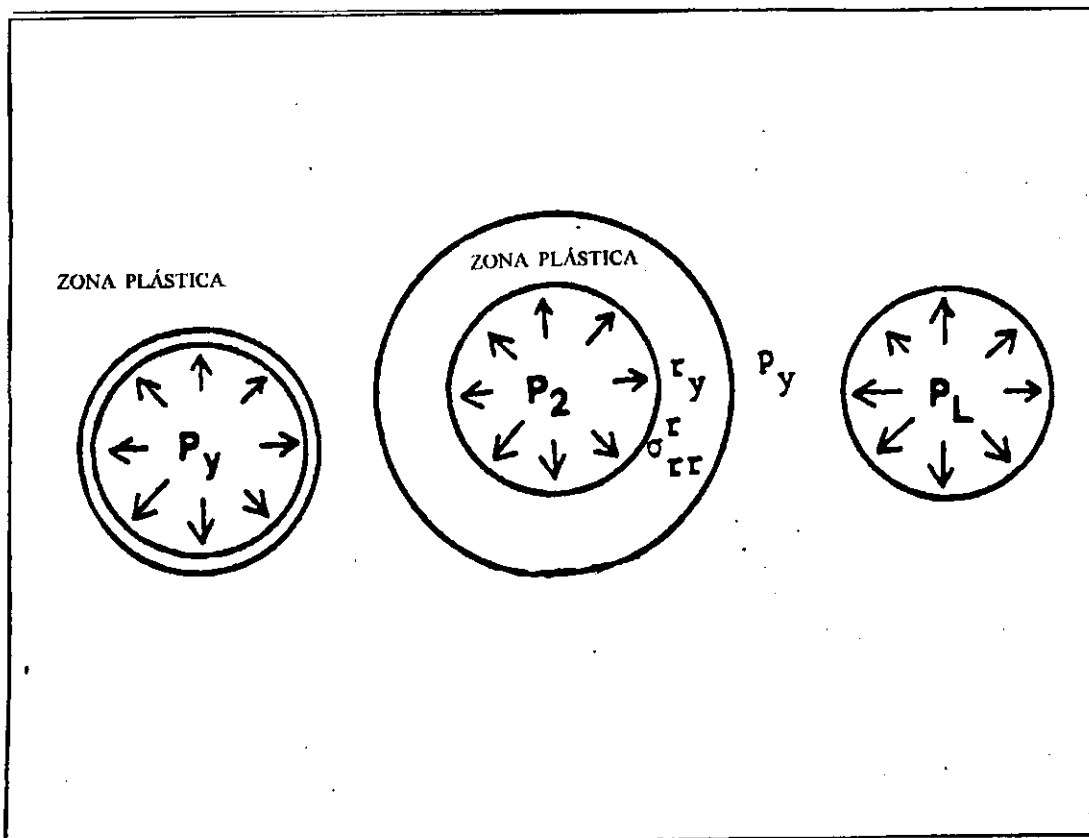


Figura 2.20 - Transformação da zona elástica em zona plástica (BRIAUD, 1992).

A teoria da plasticidade é bastante proveitosa, haja vista que a mesma fornece expressões para o cálculo da pressão de escoamento “ P_y ” e para a pressão limite “ P_L ”. Para a determinação destes parâmetros devem ser levados em consideração os critérios de escoamento do solo e as leis de variação volumétrica na zona plástica.

Para os solos sem coesão, o critério de escoamento mais adequado é o de Mohr-Coulomb. Levando-se em consideração a fundamentação da teoria da plasticidade são obtidas as seguintes expressões para a pressão de escoamento efetiva (P_y') e para a pressão limite efetiva (P_L'):

$$P_y' = \sigma_{ho}' (1 + \text{sen } \phi) \quad (2.27)$$

$$P_L' = \sigma_{ho}' (1 + \text{sen } \phi) \frac{G}{\sigma_{ho}' \text{sen } \phi}^{1/2(1-k_a)} \quad (2.28)$$

sendo:

K_a = coeficiente de empuxo ativo

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

A Equação 2.27 é baseada na suposição de que não existirá nenhuma variação de volume na massa de solo durante a expansão da cavidade. No caso específico dos solos granulares esta suposição é verdadeira apenas para os casos que se apresentam com o índice de vazios críticos. As areias compressíveis, como por exemplo as areias soltas podem apresentar valores equivalentes a metade dos valores obtidos pela Equação 2.27 e as areias dilatantes, no caso das areias densas, podem apresentar valores que chegam a ser o dobro do valor obtido pela equação 2.27 (BAGUELIN et alii, 1978).

2.1.3.2 - A Execução do Ensaio Pressiométrico

2.1.3.2.1 - Calibrações

Em uma campanha de ensaios pressiométricos, as operações de calibração constituem-se em um dos mais importantes fatores para a obtenção de resultados satisfatórios. Segundo CLARKE (1995), procedimentos incorretos de calibração, podem causar consideráveis variações nos resultados obtidos. Ainda, segundo CLARKE (1995), o pressiômetro deverá ser calibrado antes, durante e depois de uma campanha de ensaios pressiométricos.

As calibrações para ensaios com uso do pressiômetro Ménard são orientadas pelas normas NF P 94-110 (1991) e ASTM 4719 (1987), no tocante aos procedimentos de ensaios e de interpretação dos resultados.

Durante a realização de um ensaio pressiométrico observa-se que a pressão lida diretamente da unidade de controle de pressão e volume (CPV) não corresponde à pressão real aplicada às paredes do furo, haja vista que nesta pressão estão incluídas, também, as pressões necessárias para expandir os próprios elementos componentes da sonda (membrana e bainha). Deve-se, portanto, efetuar-se um ensaio de calibração para que sejam verificadas as resistências dessas membranas, de modo que este valor possa ser deduzido da pressão lida e, assim, seja obtida a pressão real aplicada ao solo.

A expansão das tubulações ou de qualquer outra parte do equipamento causam um aumento de volume no sistema quando este sofre pressurização; este aumento contudo, não corresponde a um aumento de volume na sonda. Dessa forma, torna-se necessário efetuar um ensaio de calibração para verificação da perda de volume existente no sistema, de modo que este valor possa ser deduzido do volume lido e, assim, o volume real injetado na sonda, referente à uma dada pressão aplicada, possa ser determinado. Esses ensaios, denominados de ensaios de calibração, são feitos para a verificação da compressibilidade do sistema ou de verificação da perda de volume.

Os ensaios de calibração são executados para que as possíveis perdas de pressão e de volume do sistema durante o ensaio pressiométrico, possam ser compensadas.

a) *Ensaio para verificação da perda de pressão.*

O ensaio de calibração para verificação da resistência da membrana, também chamado de ensaio de verificação da perda de pressão, é realizado colocando-se a sonda ao ar livre e à mesma altura do manômetro medidor de pressão. São aplicados iguais incrementos de pressão (em torno de um décimo da resistência limite) e, após 60 segundos da aplicação da pressão são efetuadas as leituras de volumes correspondentes. Em seguida plota-se um gráfico pressão versus volume, conforme se observa na Figura 2.21.

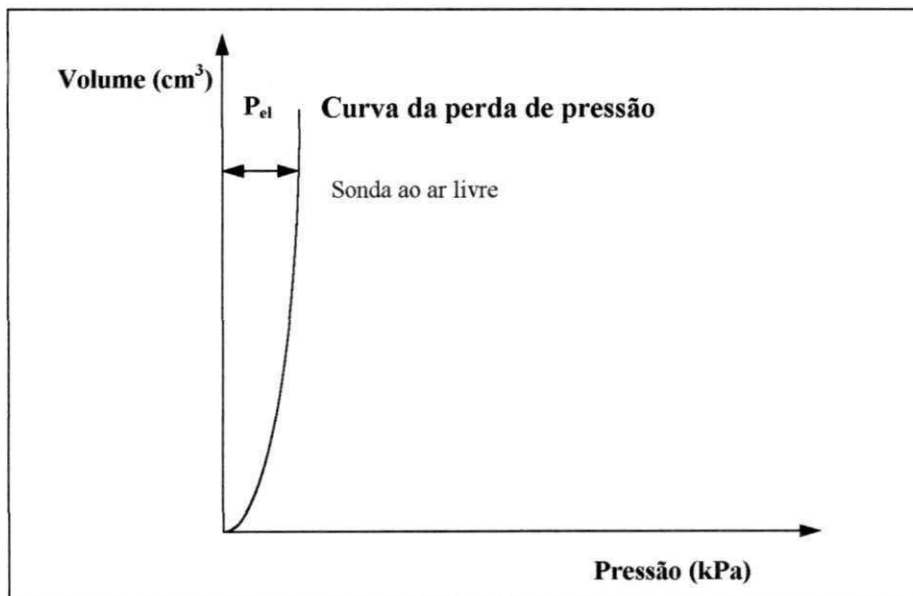


Figura 2.21 - Curva de calibração para verificação da perda de pressão devido a rigidez da membrana.

O ensaio é encerrado, segundo a norma francesa NF P 94-110 (1991), quando o volume injetado alcançar volume máximo da sonda a ser usado no ensaio, ou seja, $1,2.V_c$.

A perda de pressão para um determinado volume, é o valor da pressão " P_{el} " correspondente a este volume, obtido através da Figura 2.21.

b) *Ensaio para verificação da compressibilidade do sistema (Perda de volume).*

O ensaio de calibração para a verificação da compressibilidade do sistema é realizado colocando-se a sonda dentro de um tubo rígido, de aço, com diâmetro um pouco superior ao diâmetro externo da sonda ($1,005 \cdot D_s$). Em seguida, efetua-se a sua pressurização através da aplicação de incrementos de pressão iguais a 250 kPa. Após 60 segundos, realiza-se as medições das leituras de volume, até que se alcance um valor próximo a 2500 kPa. Em seguida é plotado a curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema (Figura 2.22).

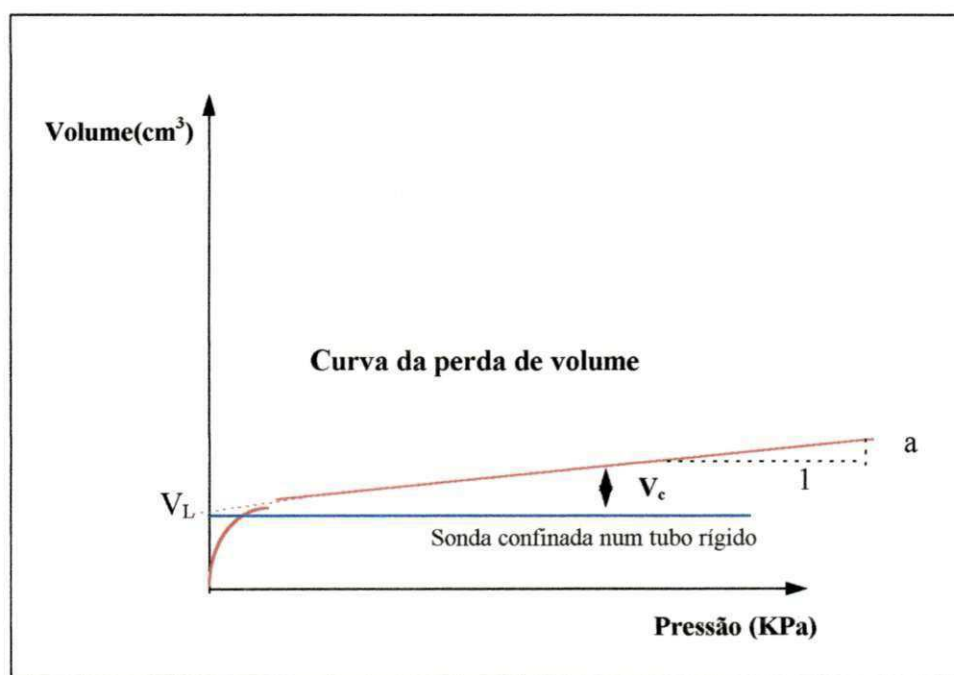


Figura 2.22 - Curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema.

Na Figura 2.22 distinguem-se dois trechos com declividades diferentes. No primeiro, a sonda se expande até encostar nas paredes do tubo. Após a sonda tocar as paredes do tubo qualquer variação de volume será assumida como sendo devido a compressibilidade do sistema. O segundo trecho apresenta-se sob a forma de uma reta inclinada e, segundo a Norma Francesa NF P 94-110, o coeficiente angular (a) deste trecho é o coeficiente de expansão das tubulações e dos aparelhos do sistema pressiométrico.

A interseção do prolongamento do trecho reto com o eixo vertical permite a obtenção do volume da célula central de medição V_{cc} , o qual é calculado através da expressão:

$$V_{cc} = 0,25 \cdot \pi \cdot L \cdot D_L^2 - V_L \quad (2.29)$$

onde:

L : comprimento da célula central;

D_L : diâmetro interno do tubo de calibração;

V_L : volume expandido para que a sonda toque as paredes do tubo de aço.

As verificações para correção de fatores tais como compressibilidade do fluido, variações de temperatura e perdas de carga causadas pela circulação de fluido podem ser realizadas. Estes valores contudo, para ensaios de rotina, apresentam-se baixos e podem ser desprezadas.

É importante ressaltar, que antes de cada ensaio a pressão hidrostática exercida pela coluna d'água sobre a sonda seja determinada, haja vista que ela não é registrada pelos manômetros. A pressão hidrostática deverá ser somada à pressão lida na unidade de controle.

2.1.3.2.2 - A preparação do Furo

A preparação do furo é o passo mais importante para a obtenção de um teste pressiométrico satisfatório (BRIAUD, 1992). Segundo BAGUELIN et alii (1978), o furo deve ser executado de tal forma que se evite, ao máximo, o amolgamento das paredes e este deve apresentar um diâmetro um pouco superior ao da sonda.

O furo de um ensaio pressiométrico é preparado tanto por execução prévia quanto pela cravação da sonda e, durante a sua execução, inevitavelmente ocorrerão

perturbações nos arredores do furo. As principais causas dessas perturbações, segundo CLARKE (1995), são: o colapso da cavidade, as perturbações mecânicas provocadas pelos equipamentos de perfuração bem como a erosão e o amolecimento das paredes. Essas perturbações, contudo, podem ser bastante minimizadas se forem utilizados métodos e instrumentos de perfuração adequados para cada tipo de solo.

Os métodos que podem ser utilizados para o preparo da cavidade são: perfuração rotativa, perfuração com retirada de testemunho, percussão rotativa, trado manual, trado mecânico e lavagem simples com o uso de trépano. A escolha adequada do método de perfuração utilizado depende dos seguintes fatores: tamanho das partículas, plasticidade, resistência do solo e grau de saturação.

Observa-se, também, que para a obtenção de um ensaio de qualidade, duas condições de perfuração são imprescindíveis:

- i) o diâmetro do furo “ D_h ” deve ficar dentro de um determinado intervalo de tolerância;
- ii) o equipamento e o método utilizado devem causar o mínimo possível de perturbação no solo e nas paredes do furo.

O diâmetro da sonda “ D_s ” deverá ser menor do que o diâmetro do furo “ D_h ” para que possa permitir a livre descida da sonda. A expansão máxima da sonda é um fator crítico para a decisão do tamanho permitido da cavidade. Considerando “ D_t ” como sendo o diâmetro do instrumento perfurador, a norma ASTM 4719 (1987), sugere que as tolerâncias permitidas para o diâmetro do equipamento e para o diâmetro do furo sejam, respectivamente:

$$D_s \leq D_t \leq 1,03 \times D_s \quad (2.30)$$

$$1,03 \times D_s \leq D_h \leq 1,20 \times D_h \quad (2.31)$$

A GOST, citada por CLARKE (1995), por sua vez, diz que o diâmetro do furo “ D_h ” não deverá exceder 2 mm do diâmetro da sonda, enquanto que MAIR e WOOD (1987) sugerem que este valor não exceda 1,10 do diâmetro da sonda “ D_s ”, ou seja:

$$D_h \leq 1,10 \times D_s \quad (2.32)$$

Estas tolerâncias garantem a execução de um furo dentro dos padrões desejáveis, ou seja, nem pequeno e nem grande demais. Quando o furo executado fica apertado, o resultado do ensaio pressiométrico geralmente não consegue determinar os valores do módulo pressiométrico E_0 ; a pressão limite, entretanto, não apresenta diferenças significativas com relação aos de um teste em um furo ideal.

Em furos excessivamente largos, geralmente não se consegue determinar a pressão limite máxima, podendo-se obter apenas o módulo pressiométrico.

Uma indicação da qualidade do furo pode ser dada pela magnitude da dispersão dos resultados e pela forma da curva obtida. Esta condição contudo, não é suficiente para garantir se o ensaio foi realizado de forma adequada. A Figura 2.23 mostra uma curva pressiométrica em um ensaio com furo bem executado. Esta curva apresenta uma configuração que pode representar a de um ensaio ideal, na qual poderão ser obtidos todos os parâmetros do solo com um confiável grau de acurácia.

A Figura 2.24 mostra curvas pressiométricas obtidas a partir de um ensaio em um furo que apresenta um diâmetro excessivamente largo, com o volume (V_0), correspondente ao início da fase pseudo-elástica do solo, apresentando-se também bastante elevado. O tramo A da Figura 2.24, representa o comportamento de um solo rijo; neste caso a obtenção da pressão limite é praticamente impossível, devendo esta ser estimada. Já com relação ao módulo pressiométrico observa-se que este poderá ser obtido, contudo, geralmente apresenta valor abaixo do módulo obtido em um teste ideal. O tramo B da Figura 2.24, representa a curva de um solo mole, apresentando um módulo de deformação discrepante com o de uma situação ideal.

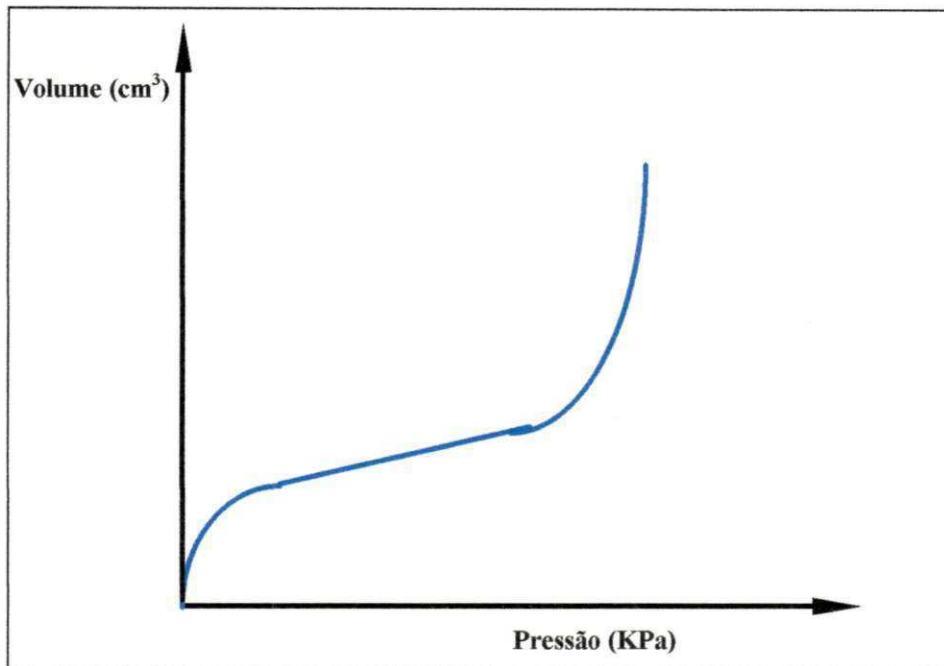


Figura 2.23 - Gráfico de uma curva pressiométrica com furo bem executado - situação ideal.

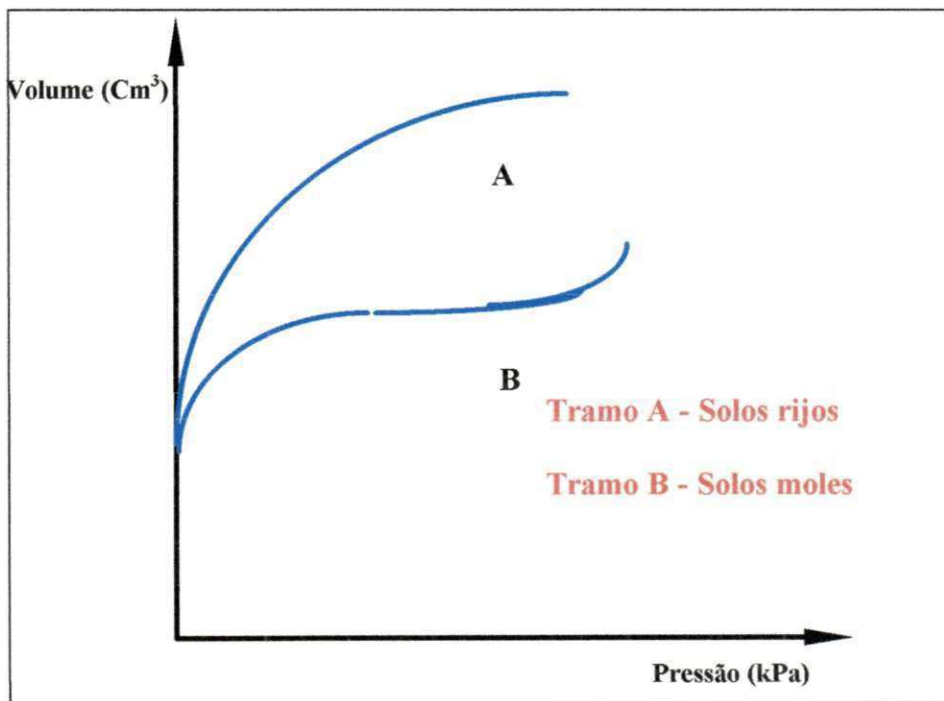


Figura 2.24 - Gráfico de curvas pressiométricas executadas em um furo com diâmetro muito grande.

A Figura 2.25 caracteriza um ensaio que apresenta um furo muito apertado ou um ensaio executado em um solo expansivo. Neste caso são registrados altos valores da pressão sem que ocorra um correspondente aumento de volume. A pressão limite poderá ser obtida diretamente da curva, mas o módulo de deformação não poderá ser interpretado.

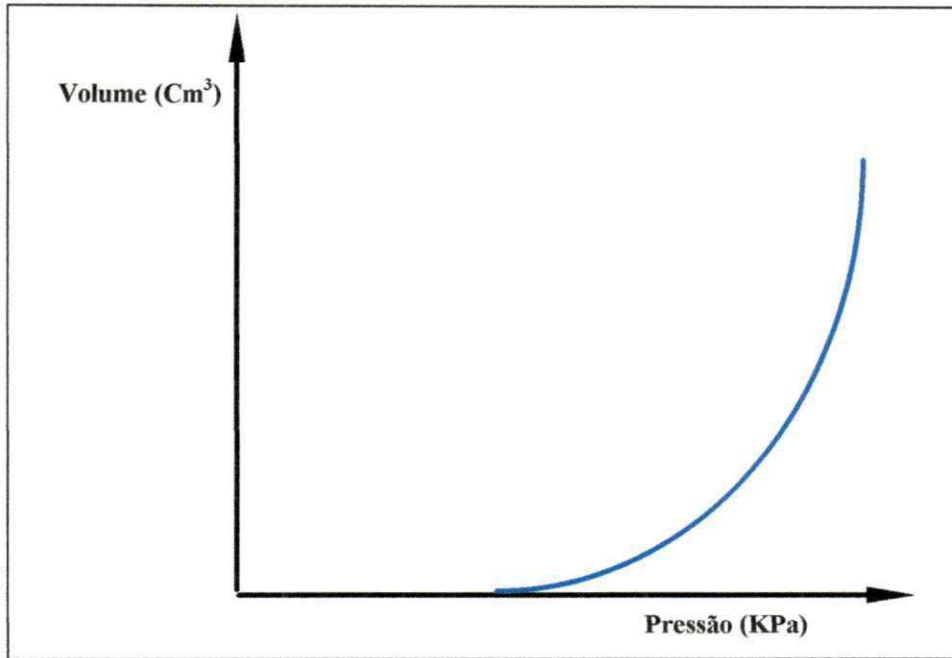


Figura 2.25 - Gráfico de uma curva pressiométrica com furo apertado ou com presença de solo expansivo.

A curva da Figura 2.26 caracteriza um ensaio que apresenta um furo excessivamente perturbado, sendo impossível a determinação de seus parâmetros geotécnicos.

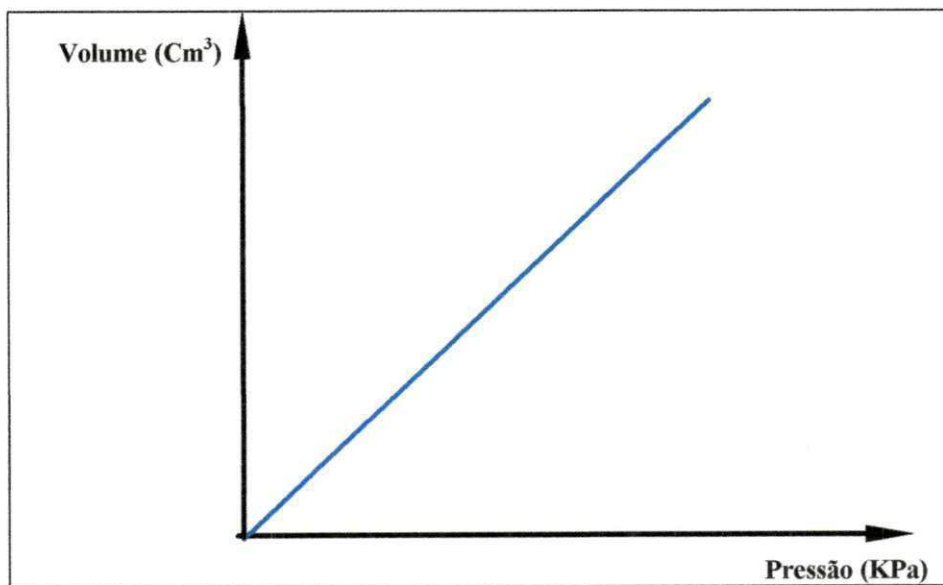


Figura 2.26 - Gráfico de uma curva pressiométrica com furo excessivamente perturbado.

A curva da Figura 2.27 apresenta uma dupla inclinação, a qual poderá ser indicativo de que o solo ensaio é heterogêneo.

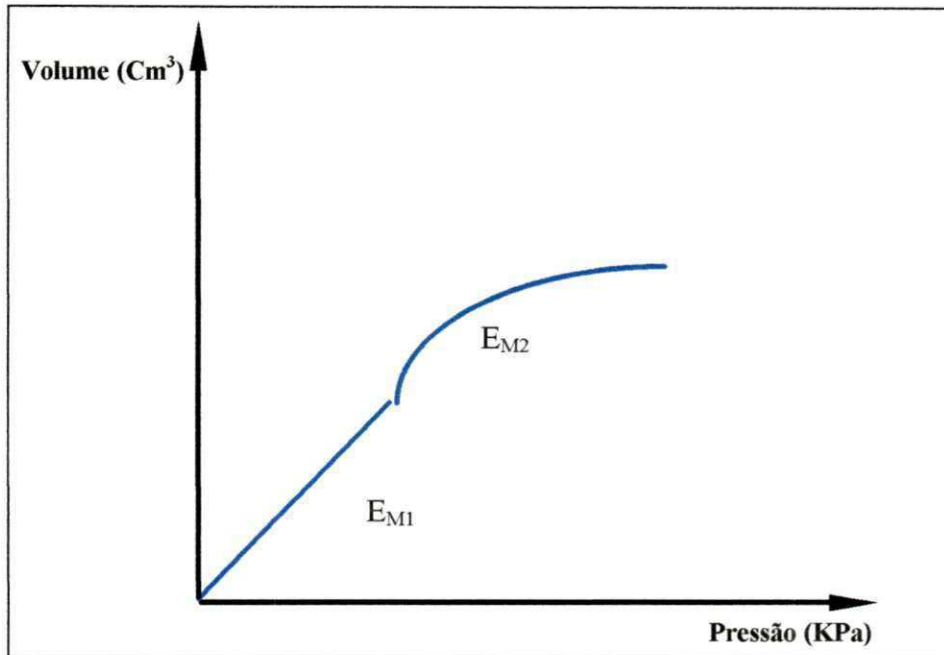


Figura 2.27 - Gráfico de uma curva pressiométrica com presença de material heterogêneo

Existem duas formas de execução de um furo: perfuração até uma profundidade próxima a do ensaio e perfuração até a profundidade máxima. Segundo CLARKE, (1995), BAGUELIN et alii (1978) e vários outros autores, a primeira técnica é a mais recomendável já que uma perfuração excessivamente longa, no decorrer do tempo, poderá acarretar alteração e abatimento no solo, dificultando assim, o abaixamento e a retirada da sonda.

A profundidade do ensaio é definida como sendo a distância entre a superfície do terreno e o centro da sonda. A norma britânica ASTM D-4719 (1987) recomenda que o espaçamento entre duas profundidades consecutivas não poderá ser menor que $1^{1/2}$ vezes o comprimento da sonda (l_s). Sendo assim, os espaçamentos ficarão dentro do intervalo de 1 a 3 metros.

A sonda deverá ser colocada dentro do furo imediatamente após a sua execução. MAIR e WOOD (1987), recomendam que o ensaio pressiométrico seja realizado no máximo 15 minutos após a realização do furo.

2.1.3.2.3 - Procedimentos de Ensaios

O ensaio pressiométrico é representado através de um gráfico mostrando a pressão aplicada versus o volume de líquido injetado¹, o qual é denominado de curva pressiométrica, e representará o comportamento do solo sob aplicações de pressão

O ensaio pressiométrico é basicamente uma verificação “in situ” do comportamento tensão x deformação de um solo considerado como homogêneo e isotrópico. Ele consiste na inserção e expansão radial de uma sonda sobre as paredes de um furo de sondagem, o qual é executado até a cota desejada e, sob aplicação progressiva de iguais incrementos de pressão (ensaio com tensão controlada) ou de volume (ensaio com deformação controlada)².

No caso específico do pressiômetro tipo Ménard, as normas NF P 94-110 e ASTM 4719 (1987) recomendam que este ensaio seja realizado sob tensão controlada. Neste caso, a pressão aplicada “p” no solo é aumentada progressivamente através de incrementos iguais de pressão Δp cujo valor deverá ser maior ou igual a um décimo da pressão limite do solo, estimada através da Tabela 2.1. Cada estágio de pressão é mantido constante em um intervalo de tempo fixo, Δt , de 60 segundos e, em seguida, são efetuadas medições aos 15, 30 e 60 segundos para a verificação da variação volumétrica. A NF P 94-110 recomenda também que o tempo para a aplicação de cada incremento de pressão não deva exceder 10 segundos e que o descarregamento da pressão seja feito de forma contínua, sem patamares. CLARKE (1995) recomenda, entretanto, que durante o descarregamento sejam aplicados dez estágios decrescentes de pressão, os quais devem ser mantidos por um minuto.

De uma forma geral, durante a realização de cada ensaio pressiométrico são utilizados 8 a 14 incrementos de pressão, cada um com duração aproximada de 15 à 20 minutos. Dessa forma, considera-se que o mesmo possui um comportamento não drenado para solos argilosos e siltosos, e parcialmente drenado para solos arenosos e pedregulhosos.

¹ Os valores plotados de pressão e de volume, conforme Item 2.3.2.1, devem ser devidamente corrigidos.

² Esta escolha é feita em função do tipo de pressiômetro utilizado e da normalização recomendada.

Tabela 2.1 - Tabela para estimativa da pressão limite (BRIAUD, 1992).

Tipo de Solo	Pressão limite P_L (kPa)	Número de golpes do SPT $N_{spt}/30$ cm
Areia fofa	0 - 500	0 - 10
Areia média	500 - 1500	10 - 30
Areia compacta	1500 - 2500	30 - 50
Areia muito compacta	> 2500	> 50
Argila mole	0 - 200	
Argila média	200 - 400	
Argila rija	400 - 800	
Argila muito rija	800 - 1600	
Argila dura	> 1600	

Segundo as normas NF P 110-94 e ASTM 4719 (1987), e BRIAUD (1992), os valores plotados da pressão e do volume real aplicados ao solo, deverão ser obtidos através das Equações 2.33 e 2.34, respectivamente.

$$P = P_{lida} + P_H - P_m \quad (2.33)$$

$$V = V_{lido} - aV_{lido} \quad (2.34)$$

Conforme foi visto no Item 2.3.2.1, Os valores de “ P_m ”, “ a ” e “ P_H ” representam, respectivamente, a pressão de resistência das membranas, o coeficiente de compressibilidade do sistema e o valor da pressão hidrostática exercida pela coluna d’água dentro da tubulação do pressiómetro. Considerando-se a altura H , que vai do centro do medidor de pressão até o centro da sonda, como sendo a profundidade do ensaio e, γ_a , como sendo o peso específico da água, pode-se obter a pressão hidrostática (P_H) através da seguinte expressão:

$$P_H = \gamma_a \times H \quad (2.35)$$

A NF P 94-110 recomenda que os valores de pressão e volume, obtidos em campo, sejam registrados em uma ficha de ensaios, específica para ensaios pressiométricos (Figura 2.28).

Tempo s
Volume cm³
Pressão

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Nº DOCUMENTO		local:	SONDAGEM Nº	
MATERIAL ENCONTRADO			FURO ENTRE AS COTAS m m	
DATA / /	HORA:	CPV Nº	COTA DO ENSAIO Z _g =	
CALIBRAÇÃO Nº		V ₀ =	P _r	
du = / /		P _m =	V ₅₀	

Nº passos	P _r	V _r	ΔV		Nº	P _r	V _r	ΔV		P _r	V _r	ΔV	
			30/60	50/60				30/60	40/60			30/60	40/60
0	0				5					12			
1					7					13			
2					8					14			
3					9					15			
4					10					16			
5					11					17			

CURVA BRUTA

ÊSQUEMA

<input type="checkbox"/> 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 PRESSÃO											
<input type="checkbox"/> 0 0.4 0.8 1.2 1.6 2.0 2.4 2.8 3.2 3.6 4.0 4.4 4.8 5.2 5.6 6.0 MPa											

OPERADOR	OBSERVAÇÕES	Nível d'água
		Z _w = m
FIRMA:	ENDEREÇO	

Figura 2.28 - Folha de anotações do ensaio pressiométrico Ménard (NF P 94-110).

2.1.3.2.4 - Apresentação dos resultados obtidos

Após as correções de pressão e volume, um resultado típico do ensaio pressiométrico representando o comportamento real de volume e pressão no solo é apresentado através de um gráfico como o da Figura 2.29. O volume de água é plotado no eixo das ordenadas para cada incremento de pressão plotado no eixo das abscissas.

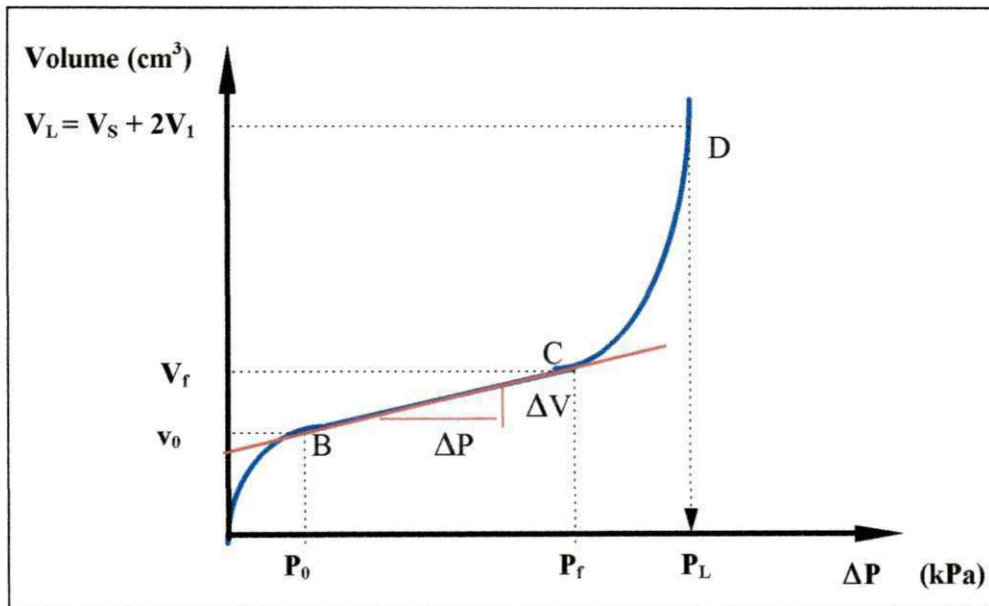


Figura 2.29 - Curva pressiométrica corrigida.

Da curva pressiométrica corrigida, pode-se observar as seguintes características:

A região compreendida entre pontos A e B corresponde ao início do ensaio. A sonda é inflada inicialmente pressionando as paredes do furo até que este volte à sua posição inicial antes da realização do ensaio (Ponto B). Dessa forma quando se atinge o ponto B as condições de repouso do solo são restabelecidas. É neste ponto que o tamanho da cavidade é definido e medido. Considera-se v_0 como sendo a ordenada do ponto B e V_c o volume inicial da célula de medição correspondente à leitura zero no volumímetro. O volume inicial da cavidade “ V_0 ” é obtido através da seguinte expressão:

$$V_0 = v_0 + V_c \quad (2.36)$$

O trecho BC representa a fase pseudo-elástica do solo, ou seja, é o intervalo de comportamento aparentemente elástico e é resultado de uma proporção direta entre a pressão aplicada e o aumento relativo do diâmetro do furo. Admite-se que nesta região o solo possui um módulo de deformação “ E_0 ”³ constante (também chamado de módulo pressiométrico de Ménard). Este módulo é calculado com base na declividade do segmento BC. As coordenadas P_f e V_f , onde P_f é conhecida como pressão de fluência, ou de “Creep”⁴, marcam o final do trecho elástico e o surgimento das deformações plásticas.

O trecho final da curva é chamado de “fase plástica” do solo. A partir do ponto C a curva pressiométrica torna-se assíntota à direção vertical, indicando deformações consideravelmente elevadas e desproporcionais à pressão aplicada. A pressão limite “ P_L ” é atingida no final do trecho CD e é definida como sendo a pressão necessária para dobrar o volume inicial da cavidade, ou seja, a pressão referente ao volume $V_L = V_c + 2V_0$.

2.1.3.3 - Parâmetros obtidos através do ensaio pressiométrico

2.1.3.3.1- Módulo Pressiométrico

O módulo pressiométrico “ E_0 ” é obtido a partir do tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29).

Assumindo-se que no trecho pseudo-elástico, aparentemente linear, o solo apresenta-se como meio elástico e linear e, com base na teoria elástica linear proposta por Lamé (1852), para expansão de uma cavidade cilíndrica em um espaço elástico infinito, tem-se a seguinte expressão para o módulo cisalhante “ G ”

$$G = \frac{\Delta P \cdot V}{\Delta V} \quad (\text{kPa}) \quad (2.37)$$

³ Alguns autores representam este parâmetro usando as notações “ E_p ”.

⁴ Esta pressão também é chamada por alguns autores de pressão de plastificação.

sendo:

G - Módulo de cisalhamento ou módulo de elasticidade transversal ;

V - Volume da cavidade durante a fase elástica. Por convenção o valor de V é assumido como sendo o volume médio do tramo “ V_m ” ;

ΔP - Variação da pressão no trecho pseudo-elástico ($P_f - P_0$);

ΔV -Variação de volume no trecho pseudo-elástico ($V_f - V_0$).

O módulo pressiométrico “ E_0 ” é também fundamentado pela teoria da expansão linear. Considerando-se o solo como homogêneo e isotrópico o módulo pressiométrico “ E_p ” é obtido através da seguinte relação com o módulo cisalhante:

$$E_0 = 2.G.(1+\nu) \quad (2.38)$$

O valor do coeficiente de Poisson (ν) na expressão acima pode variar em função do tipo de solo em estudo. O “Centre d’Etudes Ménard”, em 1967, propôs que fosse utilizado no cálculo do módulo pressiométrico um valor constante para o coeficiente de poisson, ou seja o valor de $\nu = 0,33$.

Considerando-se o volume médio (V_m) como sendo $V_m = V_s + (V_0 + V_f)/2$ e usando-se o coeficiente de poisson $\nu = 0,33$ obtêm-se a seguinte expressão:

$$E_0 = 2.66 \left[V_s + \frac{(V_f + V_0)}{2} \right] \cdot \frac{P_f - P_0}{V_f - V_0} \quad (2.39)$$

A expressão acima é a recomendada pela Norma Francesa NFP 94-110 e por vários autores (BAGUELIN et alii 1978, CLARKE, 1995, e outros)

Para a identificação do trecho pseudo-elástico podem ser utilizados o método sugerido pela Norma Francesa NFP 94-110 e o método da interpretação da curva de fluência citado por vários autores tais como BAGUELIN (1978), CLARKE (1995), BRIAUD (1992), e outros.

O critério adotado pela Norma Francesa sugere que a curva pressiométrica seja constituída por uma sucessão de segmentos de declividade m_i onde:

$$m_i = \frac{P_i - P_{i-1}}{V_i - V_{i-1}} \quad (2.40)$$

O segmento de maior declividade é denominado m_k e as coordenadas de origem e final do segmento são (P_e, V_e) e (P_e', V_e') respectivamente. De posse destes valores o coeficiente β é calculado através da expressão:

$$\beta = 1 + 0,01 \cdot \frac{P_e' + P_e}{P_e' - P_e} + \frac{6}{V_e' - V_e} \quad (2.41)$$

Todos os segmentos com declividade maior ou igual a m_i/β estarão compreendidos dentro do tramo pseudo-elástico e desta forma são definidos os pontos extremos (P_0, V_0) e (P_f, V_f) .

A determinação do trecho pseudo-elástico através da curva de fluência consiste na plotagem de um gráfico constituído pelas diferenças de volumes injetados lidos aos 30 e 60 segundos $(V_{60} - V_{30})$, em função da pressão aplicada (Figura 2.30).

Este método consiste em ajustar três linhas retas, onde seus pontos de interseção (Pontos A e B) definem as pressões (p_0) e (P_f) . Dessa forma o tramo pseudo-elástico é definido como sendo o trecho que apresentam valores mínimos e aproximadamente constantes para a diferença de volume $(V_{60} - V_{30})$.

No presente trabalho o método da curva de fluência apresentou valores mais compatíveis e adequados que o método sugerido pela Norma Francesa, sendo desta forma, o método escolhido.

Segundo CLARKE (1995), o valor do módulo pressiométrico E_0 deve ser analisado com bastante cuidado, já que é muito sensível às perturbações no furo.

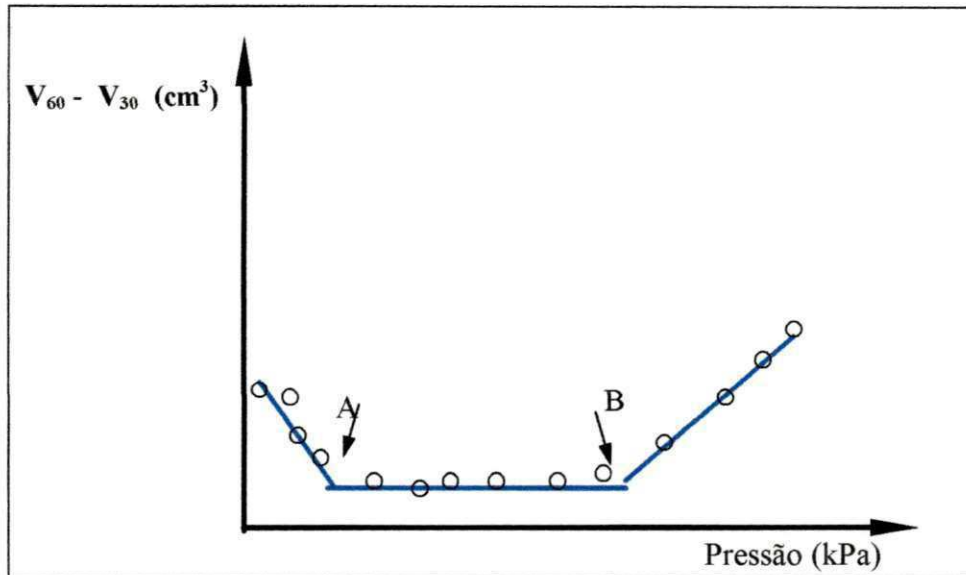


Figura 2.30 - Curva de Fluência ou Creep.

BRIAUD (1992) reporta que o valor de E_0 apresenta valores mais baixos devido à uma ou mais razões a seguir:

i) o módulo pressiométrico E_0 é medido sobre uma ampla variação de deformações. Este fator poderá apresentar variações de 2 à 5% no valor de E_0 ;

ii) as equações que determinam os valores de E_0 assumem que um solo, quando considerado como elástico, possua o mesmo módulo de elasticidade para solicitações à tração e à compressão; uma vez que podem ocorrer tensões de tração na direção circunferencial durante o ensaio pressiométrico e os solos possuem uma resistência muito baixa à esforços de tração. Neste caso E_0 representará uma média entre estes dois módulos;

iii) o módulo E_0 é influenciado pelas perturbações nas paredes do furo, ou seja, furos que apresentam paredes muito perturbadas podem ter valores de E_0 , até 25 % abaixo dos valores deste módulo sem perturbação;

iv) E_0 sofre influência da relação L/D . Segundo HARTMANN (1974), as sondas curtas podem levar a erros maiores e a relação L/D ideal é 6.3;

v) E_0 é medido em um intervalo de tempo de aproximadamente 5 minutos, enquanto que as fundações poderão levar mais de 50 anos para carregar o solo. BRIAUD (1986) usou um modelo de avaliação para E_0 , o qual indicava para argilas moles que o módulo E_0 , avaliado em 50 anos, era 4 vezes menor que o medido em 2 minutos enquanto que para argilas rijas e areias este valor era 1,4 vezes menor do que o E_0 medido;

vi) o módulo avaliado no teste pressiométrico é o módulo horizontal, enquanto que a resposta de uma fundação ao solo é a de um carregamento vertical. LEICHNER (1966), JEZEQUEL et alii (1968) e SHIELDS & BAUER (1975), citados por BAGUELIN et alii, (1978), compararam os valores do módulo horizontal E_H com os valores do módulo vertical E_v , e observaram que esta diferença não excedia 5%.

Para minimizar os efeitos acima citados, MÉNARD (1975) propôs a introdução de um fator reológico de correção que pudesse relacionar o módulo pressiométrico E_0 com o módulo de elasticidade do solo, o qual seria obtido pela expressão:

$$E = E_0/\alpha \quad (2.42)$$

sendo α é denominado de fator reológico de Ménard e é obtido através da tabela 2.2, em função do tipo de solo e do seu grau de adensamento.

Tabela 2.2 - Fator reológico de Ménard (α) (BRIAUD, 1992).

SOLO	TURFA		ARGILA		SILTE		AREIA		AREIA E PEDREGULHO	
	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α
Pré -adensado		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalmente Adensado	todos os valores	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Fragmentado e/ou Remoldado		1	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Vários pesquisadores tentaram relacionar o módulo pressiométrico com módulos obtidos de outros ensaios. SHIELDS E BAUER (1975) (Segundo BAGUELIN et alii, 1978) compararam resultados de provas de carga em sapatas e placas em argilas sensitivas com resultados de ensaios pressiométricos. Constataram que os módulos de placas eram o dobro do valor do módulo pressiométrico E_0 .

TAVENAS et alii (1974) concluíram que o módulo obtido através de ensaios triaxiais sobre amostras de materiais similares ao anterior era da ordem de 8 à 10 vezes o valor de E_0 .

MÉNARD (1961) (Segundo Baguelin et alii (1978), indicou que o módulo E_0 não deveria ser comparado diretamente com um módulo obtido de ensaios de compressão pelos seguintes motivos:

i) as trajetórias de tensões ao redor da sonda são diferentes das que ocorrem abaixo da placa ou sapata;

ii) durante a fase elástica ocorrem aumentos de tensões radiais e simultaneamente diminuição das tensões circunferenciais. Como os módulos de compressão (E^+) e de descarregamento (E^-) são diferentes (supor $E^- > E^+$) então E_0 seria um valor intermediário.

2.1.3.3.2 - Pressão Limite

No trecho iniciado a partir do ponto “C” da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29), cuja ordenada corresponde à pressão de fluência (P_f), desenvolve-se uma zona de equilíbrio plástico em torno do furo, caracterizada por grandes deformações na cavidade e com isso a teoria da elasticidade não poderá mais ser aplicada. Observa-se que no final da fase plástica há uma expansão constante do furo pressiométrico, mesmo sem aplicação de incrementos de pressão. A pressão limite pode ser definida como sendo a pressão máxima resistida pelo solo, avaliada através do ensaio pressiométrico, quando da expansão de uma cavidade considerada cilíndrica e infinita. No ensaio pressiométrico, contudo, a expansão da sonda é limitada. Dessa forma são adotados critérios para que a determinação da pressão limite seja possível.

As normas NF P94-110 (1991) e ASTM D 4719 (1987), consideram a pressão limite do ensaio pressiométrico Ménard (P_L), como sendo a pressão aplicada na sonda que duplica o volume inicial da célula central de medida. Considerando V_s como sendo o volume da sonda e V_1 o volume referente ao início da fase pseudo-elástica, a pressão limite será a pressão associada ao volume V_L , o qual será expresso por:

$$V_L = V_s + 2V_1 \quad (2.43)$$

Na grande maioria dos ensaios, mesmo em furos bem calibrados, o volume V_L não é atingido, sendo necessária uma extrapolação da curva para que a pressão limite seja obtida.

Os métodos de extrapolação utilizados são:

i) o método recomendado pelas normas ASTM D- 4719 (1987) e NF P 94-110, que consiste na obtenção de P_L através de um gráfico pressão (eixo das abcissas) versus volume em escala logarítmica (eixo das ordenadas) plotado com alguns pontos da fase plástica⁵ (Figura 2.30). A pressão limite P_L será a abcissa obtida através do prolongamento da reta até a ordenada correspondente ao volume V_L ;

ii) o método “log x log” proposto por JEZEQUEL et alii (1974), o qual consiste em plotar um gráfico em escala logarítmica, cujas abcissas são as pressões corrigidas e as ordenadas são a relação entre o aumento de volume da cavidade e o volume inicial. No trecho final, o gráfico aproxima-se de uma reta, a qual deve ser prolongada até a ordenada 1 cuja abcissa corresponderá à pressão limite. Este método é recomendado apenas em curvas pressiométricas que, quando da interrupção do ensaio, haviam ultrapassado o trecho de comportamento pseudo-elástico;

iii) extrapolação visual; trata-se de um processo simples contudo, bastante subjetivo;

⁵ Normalmente toma-se 3 pontos da fase plástica

iv) o método de Van Wanbeke e D'Henricourt (1971); este método segundo MÁNTARAS (1995), consiste em plotar a pressão em função da recíproca do volume da cavidade. O ponto onde a extrapolação da curva cortar o eixo das ordenadas, ou seja, para $(1/V_c = 0)$, determina a pressão limite P_L ;

v) O método de GHIONA et alii (1981); este método, segundo MÁNTARAS (1995), é semelhante ao método de JEZEQUEL, só que as pressões são plotadas em escala decimal.

No presente trabalho adotou-se o método recomendado pelas normas ASTM 4719 (1987) e NF P 94-110, por este ser utilizado com frequência e apresentar bons resultados. BOSCH (1996), usando os métodos de JEZEQUEL, VAN WAMBEKE e o de GHIONA, obtém valores de P_L mais elevados do que os encontrados pelo método recomendado pelas normas.

Segundo BRIAUD (1992), os valores obtidos para a pressão limite são menos sensíveis às perturbações causadas durante a perfuração do que o módulo pressiométrico.

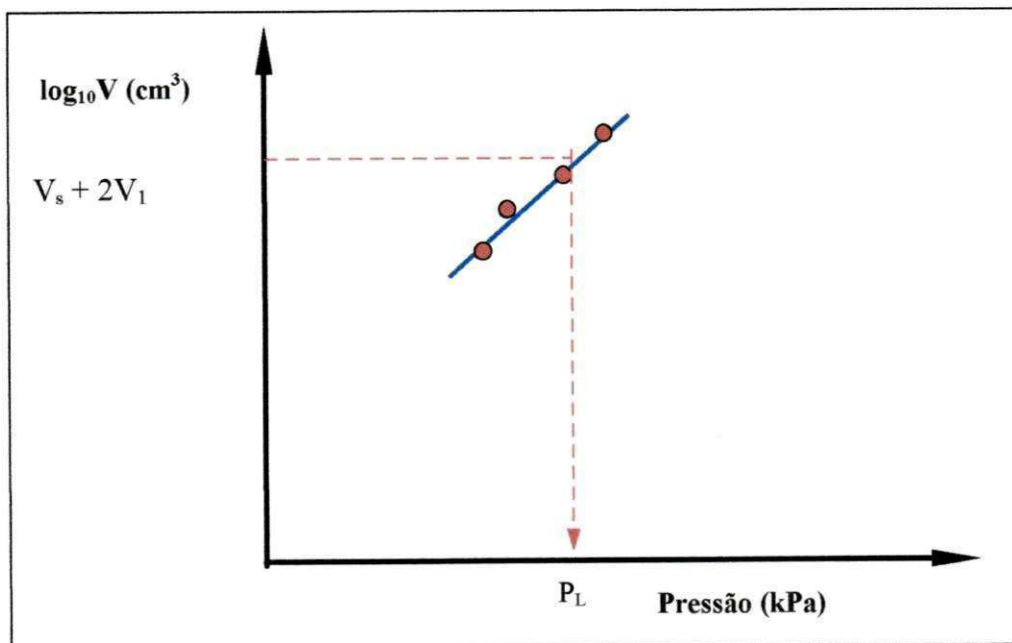


Figura 2. 31 - Gráfico do método utilizado para a estimativa da pressão limite (NF P 94-110).

2.1.3.3.3 Pressão Limite Efetiva (P_L')

A pressão limite efetiva é um parâmetro de medida da resistência do solo derivado da pressão limite e representa a pressão limite líquida do solo sem a influência da tensão horizontal no repouso σ_{ho} . A pressão limite efetiva P_L' é definida da seguinte forma:

$$P_L' = P_L - \sigma_{ho} \quad (2.44)$$

sendo:

P_L - pressão limite;

σ_{ho} = tensão horizontal no repouso;

A pressão limite efetiva é bastante empregada em projetos de fundações e no cálculo da carga de ruptura do solo, especialmente em solos arenosos, já que neste caso o ensaio é considerado como drenado.

O valor de P_L' é relativamente insensível às perturbações que podem ocorrer nas paredes do furo durante a sua perfuração (BAGUELIN et alii, 1978, citado por BRIAUD, 1992). Segundo BRIAUD (1986), a pressão limite efetiva P_L' é relativamente sensível à relação comprimento/diâmetro da sonda; principalmente em solos arenosos, quando P_L' aumenta cerca de 20% quando L/D diminui de 10 para 5.

Para solos arenosos o valor de P_L' poderá ser obtido através da seguinte expressão:

$$P_L' = P_L - u_0 \quad (2.45)$$

sendo u_0 a poro-pressão hidrostática e esta poderá ser usada na expressão (2.45) para a obtenção de P_L' , porque assume-se que, durante o tempo de execução do teste pressiométrico, não se desenvolverá nenhum excesso de poro-pressão. O valor de u_0 é calculado através da seguinte expressão:

$$u_0 = \gamma_a \cdot H \quad (2.46)$$

onde γ_a é o peso específico da água e H é a altura entre a cota de ensaio e o nível d'água.

2.1.3.3.4 - Pressão de Fluência ou de Creep (P_f)

A pressão de fluência (P_f) ou de creep é a pressão correspondente ao volume V_f (ponto de inflexão C) da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29), que marca o final do trecho pseudo-elástico. Esta pressão, apesar de não ser usada diretamente em projetos, é usada no cálculo do módulo pressiométrico (E_0); na estimativa da pressão limite, quando esta não é obtida diretamente e pode servir também para avaliar a qualidade de um ensaio pressiométrico.

A pressão de fluência P_f pode ser obtida diretamente da curva pressiométrica corrigida, através de uma simples inspeção visual ou através da curva de fluência ou de creep (Figura 2.30). Na curva de fluência, conforme visto no item 2.3.3.1, são plotadas a pressão aplicada nas paredes da cavidade e a correspondente variação volumétrica que ocorre no intervalo das leituras do volume aos 30 e 60 segundos ($\Delta V = V_{60} - V_{30}$). Com os pontos assim determinados podem ser ajustadas 3 linhas retas, sendo que o valor de P_f será o ponto de interseção, B, entre a segunda e a terceira linha (Figura 2.30).

MORI & TAJIMA (1964), citados por MÁNTARAS (1995), publicaram uma comparação entre a pressão de fluência e a tensão de sobre-adensamento, mostrando coincidências entre estes valores dentro de uma faixa de variação reduzida.

2.1.3.3.5 - Pressão de Fluência Efetiva (P_f')

Este parâmetro é definido de modo semelhante à pressão limite efetiva (P_L') e pode ser definido através da seguinte expressão:

$$P_f' = P_f - \sigma_{ho} \quad (2.47)$$

Para solos arenosos o valor de P_f' será:

$$P_f' = P_f - u_0 \quad (2.48)$$

onde u_0 é a poro-pressão hidrostática.

2.1.3.3.6 - Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})

A Tensão Horizontal no repouso " σ_{ho} ", é definida teoricamente como sendo a tensão correspondente ao ponto em que a sonda tocara as paredes da cavidade, ou seja, a interpretação do ensaio indica que o ponto B, ponto de inflexão da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29), é uma boa referência sobre a ordem de magnitude da tensão horizontal no repouso.

A análise dos resultados da tensão horizontal no repouso σ_{ho} deve ser feita com bastante cuidado, haja vista que este é um dos parâmetros mais subjetivos que podem ser obtidos através do ensaio pressiométrico. Isto se deve principalmente aos seguintes fatores:

i) o grau de amolgamento produzido nas paredes da cavidade durante a sua perfuração modificam a forma da curva pressiométrica, principalmente no início do trecho de expansão;

ii) o diâmetro do furo, no caso deste ser muito maior que o diâmetro da sonda; quando isto ocorre, as pressões aplicadas para que a sonda encoste nas paredes do furo serão mais elevadas, e a resistência própria da membrana poderia ser elevada quando comparada com as pequenas pressões necessárias para se atingir σ_{ho} , o que acarretaria erros consideráveis na sua avaliação;

iii) o alívio de tensões que ocorre logo após a abertura da cavidade;

iv) o ensaio normatizado e sob tensão controlada produz poucos pontos do trecho inicial da curva pressiométrica.

Na literatura atual existem vários métodos propostos para a determinação da tensão horizontal total no repouso (σ_{ho}) através de ensaios pressiométricos, contudo a maioria destes são aplicáveis a pressiômetros auto-perfurantes (CAVALCANTE, 1997).

No caso dos pressiômetros de furo prévio destacam-se os seguintes métodos:

i) o método gráfico sugerido por BRANDT (1978); este método consiste em, a partir da curva pressiométrica corrigida, traçar uma reta passando pelo trecho de recompressão (trecho AB da Figura 2.29) e outra passando pelo trecho pseudo-elástico (trecho BC da Figura 2.36). A tensão horizontal no repouso σ_{ho} será a abcissa do ponto de interseção entre as duas retas (Figura 2.32)

ii) o método proposto por BRIAUD (1992); este é análogo ao de BRANDT, ou seja, o mesmo se baseia na determinação do ponto de inflexão do trecho inicial da curva pressiométrica corrigida. Para acentuar mais este ponto o gráfico é plotado em função das deformações relativas $\Delta R/R_0$ e suas correspondentes pressões.

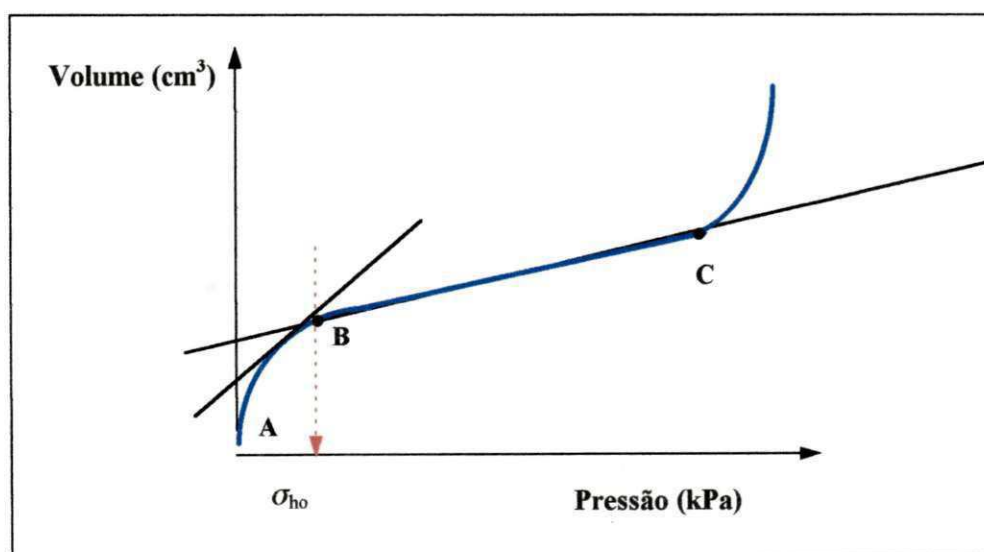


Figura 2.32 - Método gráfico para determinação de σ_{ho} (BRANDT, 1978).

2.1.3.3.7 - Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)

A determinação do coeficiente de empuxo no repouso através do ensaio pressiométrico é bastante subjetiva em virtude desta, estar diretamente relacionada com a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) e, conseqüentemente, ter valores bastante sensíveis às perturbações no furo durante a sua perfuração.

O valor de K_0 é determinado através da seguinte expressão:

$$K_0 = \frac{\sigma_{ho} - u_0}{\sigma_{vo} - u_0} \quad (2.49)$$

sendo:

σ_{ho} - tensão horizontal no repouso

u_0 - poro pressão

σ_{vo} - tensão vertical estimada ao nível da sonda

Os valores de σ_{vo} e u_0 são determinados em função da profundidade do ensaio, do peso específico da camada de solo acima da cota do ensaio e do nível do lençol freático.

Segundo CAPUTO (1983), citado por ALCÂNTARA (1992), experimentalmente o valor do coeficiente de empuxo no repouso pode ser estimado em função do tipo de solo conforme mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Guia para estimativa do coeficiente de empuxo no repouso K_0 (ALCÂNTARA, 1992).

Solo	Coefficiente de empuxo no Repouso (K_0)
Argila	0,70 à 0,75
Areia Solta	0,45 à 0,50
Areia Compacta	0,40 à 0,45

EISESTEIN & MORRISSON (1972), CLARKE (1995) e vários outros autores não recomendam o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso através do ensaio pressiométrico, mesmo para pressiômetros auto-perfurantes.

2.1.3.3.8 - Ângulo de Atrito Interno Efetivo (ϕ')

Segundo BRIAUD (1992), existem vários métodos para à obtenção deste parâmetro em solos arenosos, contudo nenhum deles apresentam resultados satisfatórios. Os métodos para determinação do ângulo de atrito são: o método da pressão limite, o

método da pressão de escoamento, o método de HUGHES-WROTH-WINDLE e o método das correlações empíricas.

Os métodos acima apresentados, segundo BAGUELIN et alii (1978) e CLARKE (1995), são métodos bastante subjetivos e dessa forma não torna uma prática recomendável a obtenção deste parâmetros através de tais procedimentos.

2.1.3.4 - Processos de Identificação do Tipo de Solo

As relações E_0/P_L e E_0/P_L associada a outras características do solo podem indicar a natureza das camadas investigadas (MÉNARD, 1975, BRIAUD et alii, 1983, MEHTA, 1989, BRIAUD, 1992 e CLARKE, 1995. Valores comuns da relação E_0 e de P_L são apresentados na Tabela 2.4, a qual é baseada em investigações feitas até 30 metros de profundidade.

Tabela 2.4 - Valores típicos de E_0 e de P_L para vários tipos de solo (MÉNARD, 1975).

Tipo de Solo	E_0 (kPa)	P_L (kPa)	E_0/P_L
lama/turfa	200-1500	20-150	10
argila mole	500-3000	50-300	10
argila média	3000-8000	300-800	10
argila rija	8000-40000	600-2000	13-20
argila muito rija	5000-60000	600-4000	8-15
areia siltosa fofa	500-2000	100-500	5-4
silte puro	2000-10000	200-1500	10-6,7
areia e pedregulho	8000-40000	1200-5000	6,7-8
areias sedimentares	7500-40000	1000-5000	7,5-8
pedra calcária	80000-20000000	3000- >10000	26,7->2000
aterros jovens	500-5000	50-300	10-16,7
aterros velhos	4000-15000	400-1000	10-15

MÉNARD (1975) recomenda que a identificação do material deve ser acompanhada de um exame visual das amostras de solo no momento da perfuração com o trado. BRIAUD (1992) sugere que a forma da curva pressiométrica pode indicar se o material é argila ou areia, haja vista que a curva fornecida por um ensaio em argila exibe uma ruptura bem pronunciada, enquanto que a areia não apresenta um ponto claro de ruptura, ou seja, neste caso a curva apresenta curvatura suave.

CLARKE (1995), a partir de estudos de BAGUELIN (1982), afirma que o ensaio pressiométrico auto-perfurante possibilita uma boa identificação do tipo de solo, utilizando um coeficiente β , que é função das pressões a 5% e 20% de deformação da cavidade e da pressão horizontal no repouso. Como a metodologia não pode ser aplicada a ensaios de pré-furo, devido a variabilidade do diâmetro do furo causando uma dispersão no coeficiente β , é sugerido também uma classificação baseada na relação E_0/P_L (ver Tabela 2.6).

Tabela 2.5 - Valores típicos de E_0 e P_L' para vários tipos de solo (após Briaud, 1992).

ARGILA					
Tipo	mole	média	dura	muito densa	rija
P_L' (kPa)	0-200	200-400	400-800	800-1.600	>1.600
E_0 (kPa)	0-2500	2.500-5.000	5.000-12.000	12.000-25.000	>25.000
AREIA					
Tipo	fofa	compacta	densa	muito densa	
P_L' (kPa)	0-500	500-15.00	1.500-2.500	> 2.500	
E_0 (kPa)	0-3.500	3.500-12.000	12.000-22.500	>22.500	

Tabela 2.6 - Identificação do tipo de solo (após Clarke, 1995).

Tipo de solo	E_s/P_L
areia muito fofa a fofa	4-7
areia média a densa	7-10
turfa	8-10
argila mole a compacta	8-10
argila rija a muito rija	10-20
loess	12-15
rocha decomposta	8-40

2.2 - Ensaio de Penetração Dinâmica

2.2.1 - Generalidades

O ensaio de penetração dinâmica (*Standard Penetration Test - SPT*), surgiu nos Estados Unidos no final da década de 20 e, no Brasil, foi introduzido pelo Eng. Odair Grillo no final da década de 40. O SPT, como é comumente chamado, atualmente é o ensaio de campo mais difundido no Brasil e um dos mais utilizados no mundo inteiro.

Segundo SANDRONI e BRANDT (1981), o ensaio está consolidado na prática da prospecção geotécnica no Brasil e, assim, é desejável que se comparem as tentativas de aperfeiçoamento das técnicas de prospecção geotécnica com os resultados dos parâmetros obtidos do ensaio SPT.

2.2.2 - Procedimentos de Execução e Interpretação do Ensaio SPT.

O ensaio de penetração dinâmica (SPT) consiste na medição do número de golpes necessários para penetrar 45 cm de um amostrador padrão, submetido a um esforço dinâmico de um martelo de 65 kg, caindo livremente de uma altura de 75 cm. Esta penetração é anotada a cada 15 cm e o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) é tomado como sendo o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do amostrador.

Do ensaio SPT é possível serem retiradas amostras deformadas do solo que permitem a sua classificação tátil-visual, bem como a obtenção do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) das camadas ensaiadas. Este ensaio é, portanto, um eficiente recurso para a etapa de reconhecimento do subsolo. Segundo QUARESMA et alii (1986), o objetivo da realização de uma boa sondagem é: conhecer o tipo de solo (através das amostras coletadas), a resistência à penetração e o nível d'água.

O índice de resistência a penetração (N_{SPT}) foi utilizado inicialmente como um indicativo das condições de resistência e consistência de um depósito de solo e, só posteriormente, é que foi utilizado em projetos de fundações, via correlações empíricas. É importante ser ressaltado que o ensaio de penetração dinâmica (SPT), não possui um embasamento teórico, uma vez que é muito difícil equacionar satisfatoriamente as tensões e deformações impostas ao solo durante a penetração do amostrador.

2.2.3 - Eficiência do Ensaio SPT.

A eficiência do ensaio SPT refere-se à quantidade de energia aplicada às hastes e transferida ao solo, e é um dos fatores que afetam diretamente os valores do índice de resistência à penetração. Para um determinado solo, quanto menor a eficiência do ensaio, maior será o N_{SPT} .

Recomenda-se que antes da utilização dos valores do N_{SPT} , deve-se procurar saber qual é a eficiência do ensaio e proceder os ajustes necessários. Segundo a norma brasileira NBR 6484, a eficiência de um ensaio de penetração dinâmica, deve estar, em torno, de 72 %.

2.2.4 - Fatores que Influenciam os Resultados do Ensaio SPT.

Os resultados do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), podem ser influenciados por diversos fatores "alheios" às características e ao estado do solo. Esses fatores podem ser ocasionados por falhas relacionadas aos equipamentos utilizados, pelos procedimentos de execução do ensaio, ou mesmo, por falhas humanas.

Os principais fatores influentes relacionados aos equipamentos utilizados são as dimensões do amostrador e o atrito nas hastes. Segundo SOARES (1987), o comprimento das hastes deve ser levado em consideração durante o cálculo de N_{SPT} , uma vez que existem perdas de energia durante a transmissão do impacto do martelo entre as extremidades das hastes com comprimento (L) maior que 20 m e, dessa forma, cita a equação proposta por UTO e FUYUKI (1981) para a correção do índice da resistência à penetração.

Considerando L como sendo o comprimento da haste, N_m , o índice de resistência à penetração medido e N_c , como sendo o índice de resistência corrigido, UTO e FUYUKI (1981), segundo SOARES (1987), propõem a seguinte expressão:

$$N_c = N_m \cdot (1,06 - 0,03 \cdot L) \quad 2.50$$

Ainda segundo SOARES (1987), as hastes com comprimentos menores que 10 metros, devem ser corrigidas através dos fatores de correção da Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao comprimento das hastes (SOARES,1987).

Comprimento das Hastes (m)	Fator de Correção
> 10	1,00
6-10	0,95
4-6	0,85
2-4	0,75

Outros cuidados que se devem ter com relação aos equipamentos que ajudam a manter uma boa eficiência para o ensaio são: conservar a verticalidade das hastes, utilização sempre de coxins novos e de madeira dura, utilização de cordas com diâmetro adequado ao diâmetro da roldana, para que o atrito possa ser reduzido, e não utilização de amostradores quebrados ou defeituosos.

Com relação aos principais fatores ligados aos procedimentos de ensaio, os que mais poderão influenciar nos resultados são: furos de sondagem descalibrados e excesso

de lavagem. Segundo SOARES (1987), furos com diâmetro muito grande promovem, principalmente em solos arenosos, alívio de tensões no fundo do furo, diminuindo assim a resistência e a penetração, com isso os fatores de correção, apresentados na Tabela 2.8, devem ser utilizados para que este efeito possa ser minimizado.

Tabela 2.8 - Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao diâmetro do furo (SOARES,1987).

Diâmetro de Perfuração (mm)	Fator de Correção
65-115	1,00
150	1,05
200	1,15

No caso dos fatores de natureza humana que influenciam os resultados do N_{SPT} , destacam-se: o erro na contagem do número de golpes, erro na medição do trecho penetrado, erro na elevação do martelo, diminuição na velocidade por prender o cabo de sustentação. Todos esses fatores, entretanto, podem ser minimizados, se nos ensaios forem utilizadas equipes experientes, devidamente capacitadas para este tipo de trabalho.

2.2.5 - Correlações Práticas.

Os valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), devido a sua grande difusão, são utilizados em correlações empíricas com outros parâmetros geotécnicos e/ou condições do solo, que possuem grande aplicabilidade prática. Algumas dessas correlações estão apresentadas a seguir.

2.2.5.1 - Densidade das Areias (I_D)

Os valores do N_{SPT} podem ser correlacionados com a densidade das areias (I_D), através dos valores sugeridos por SKEMPTON (1986) e mostrados na Tabela 2.9. Esta correlação baseia-se na medida da densidade do solo através de ensaios laboratoriais e, neste caso, as areias são consideradas naturais, normalmente adensadas e o N_{SPT} corrigido para um ensaio com eficiência de 60 %, ou seja, o $(N_1)_{60}$.

Tabela 2.9 - Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e a densidade das areias, I_D (%) (SKEMPTON, 1986).

I_D (%)	$(N_1)_{60}$	COMPACIDADE
0-15	0-3	MUITO FOFA
15-35	3-8	FOFA
35-65	8-25	MÉDIA
65-85	25-42	COMPACTA
85-100	42-58	MUITO COMPACTA

2.2.5.2 - Ângulo de Atrito Interno das Areias (ϕ)

Esta correlação é sugerida por DÉCOURT (1991), através de uma reinterpretação dos trabalhos de De MELLO (1967), com relação aos trabalhos de GIBBS e HOLTZ (1957). Os valores do ângulo de atrito interno das areias (ϕ) e do índice de resistência à penetração (N_{SPT})⁶, estão apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração N_{SPT} , e o ângulo de atrito interno das areias (ϕ) (DÉCOURT, 1991).

N_{SPT}	7,7	9,1	10,8	12,7	14,9	17,3	20	23,3	27	31,2	36,2	42	48,7	56,8
ϕ (°)	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43

2.2.5.3 - Módulo de Deformação (E_{SPT}).

Esta correlação foi sugerida por DÉCOURT (1991), e leva em consideração que as sapatas serão rígidas e o nível de recalque não ultrapassará 1 %. Os valores do módulo de deformação (E_{SPT}), obtidos através do índice de resistência a penetração (N_{SPT}), estão apresentados na Tabela 2.11.

⁶ Os valores do índice de resistência a penetração foram convertidos do N_{60} para o N_{SPT} , através do fator multiplicativo 1,20.

Tabela 2.11 - Valores do E_{SPT} em função do N_{SPT} (DÉCOURT, 1991).

Tipo de Solo	E_{SPT} (MPa)
Areias	$2,5 \cdot N_{SPT}$
Solos Intermediários	$3,0 \cdot N_{SPT}$
Argilas	$3,5 \cdot N_{SPT}$

2.2.5.4 - Tensão de Ruptura em Fundações Diretas para Areias (q_p).

Este é o parâmetro mais importante para a elaboração e cálculo de projetos de fundações. As correlações mais usuais entre a tensão de ruptura do solo e o índice de resistência à penetração são as sugeridas por DÉCOURT (1995) e a apresentada por TERZAGHI e PECK (1987). Estas correlações, entretanto, são bastante divergentes.

Segundo DÉCOURT (1995), a tensão convencional de ruptura de uma fundação quadrada, rasa, em areia, pode ser expressa pelas Equações 2.51 e 2.52.

$$q_p = 95 \cdot N_{60} \quad (2.51)$$

$$q_p = 115 \cdot N_{72} \quad (2.52)$$

SENDO:

q_p - tensão de ruptura de fundações diretas;

N_{72} - N_{SPT} medido em um ensaio com eficiência de 72 %;

N_{60} - N_{SPT} medido em um ensaio com eficiência de 60 %.

A Expressão 2.53, sugerida por TERZAGHI e PECK (1987), indica valores da tensão de ruptura do solo bem mais baixos do que os valores obtidos através das expressões sugeridas por DÉCOURT (1995).

$$q_p = 50 \cdot N_{60} \quad (2.53)$$

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

3.1 - Introdução

Este capítulo visa relatar, de forma sintética, o trabalho realizado em campo. O desenvolvimento de campo da presente pesquisa consistiu na escolha das características e da localização dos campos experimentais, locação e tipos de ensaios “in situ” executados, bem como, dos equipamentos e metodologias utilizadas.

3.2 - Localização das Áreas de Pesquisa

A presente pesquisa utilizou como campos experimentais cinco (05) terrenos situados em áreas urbanas; sendo que três (03) destes localizados na praia de Intermares no município de Cabedelo-PB, um na praia de Tambaú e o outro no bairro de Água Fria, sendo estes dois últimos, localizados no município de João Pessoa-PB.

O campo experimental **CE-1**, de acordo com a Figura 3.1 é um terreno situado na praia de Intermares, lotes 01 e 02 da Quadra 79, no cruzamento entre as Avenidas 06 e 15 e a rua secundária 44. Atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício “Príncipe de Missenas”. A locação dos ensaios pressiométricos e do SPT são mostradas na Figura 3.2.

O campo experimental **CE-2**, de acordo com a Figura 3.3, é um terreno situado na praia de Intermares, lote 02 da quadra 37, no cruzamento entre as ruas 8 e a secundária da área verde 21 e, atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício “Shambala”. A locação dos ensaios pressiométricos e do SPT e a do perfil geotécnico do terreno é mostrada na Figura 3.4 .

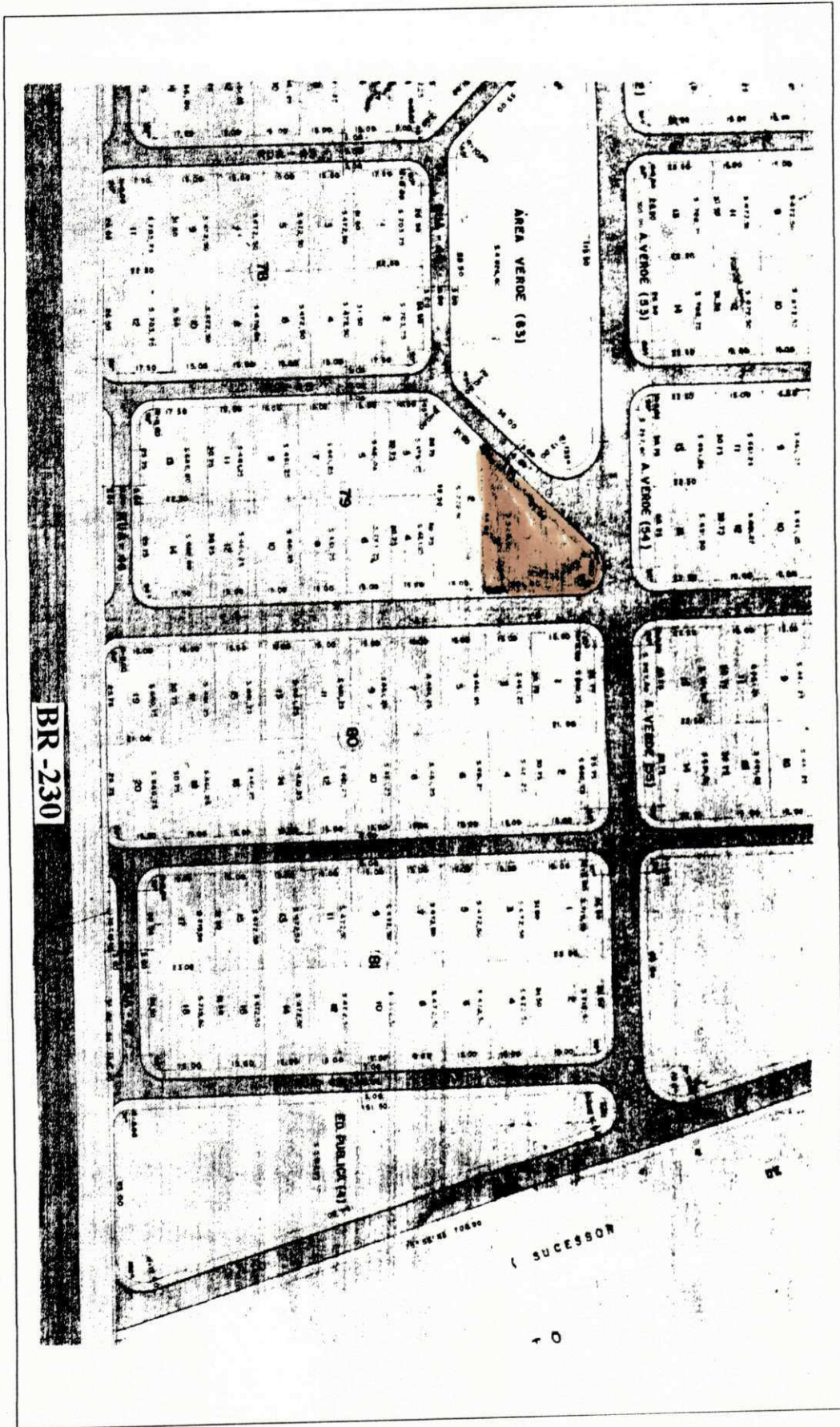


Figura 3.1 - Planta de Situação do campo experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.

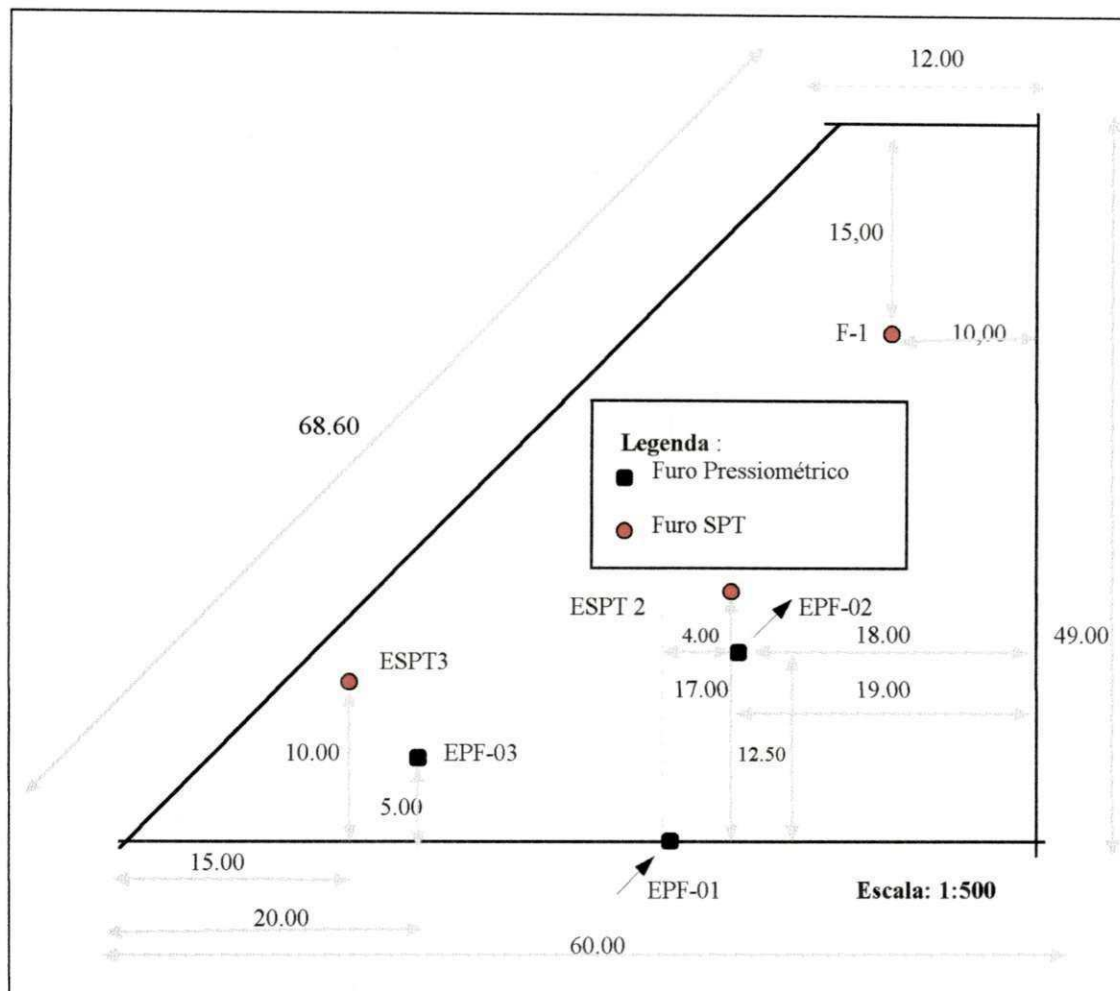


Figura 3.2 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico do Campo Experimental CE-1 - Edf. Príncipe de Missenas.

O campo experimental **CE-3**, de acordo com a Figura 3.5, é um terreno situado na praia de Tambaú, no cruzamento das Ruas José Augusto Trindade e Monteiro Lobato, atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício “Ana Emilia”. A localização dos ensaios pressiométricos e do SPT é mostrada na Figura 3.6.

O campo experimental **CE-4**, de acordo com a Figura 3.7, é um terreno situado no bairro de Água Fria, mais precisamente na rua Ivanise Lopes Jordão, no loteamento Walfredes Pereira. Neste terreno está previsto a construção de um edifício residencial. A localização dos ensaios pressiométricos e do SPT são mostradas na Figura 3.8.

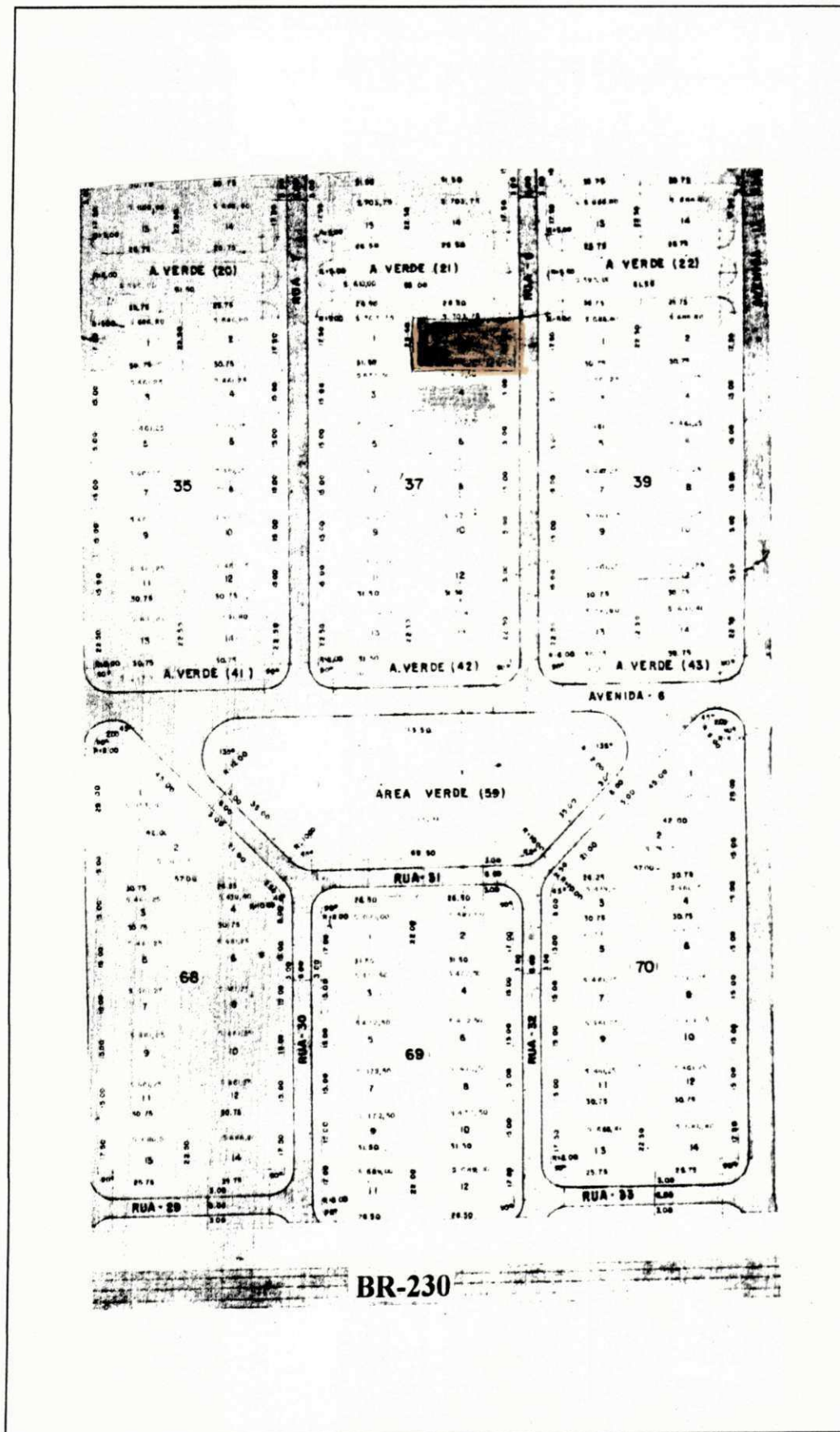


Figura 3.3 - Planta de Situação do Campo Experimental CE-2 - Edif. "Shambala".

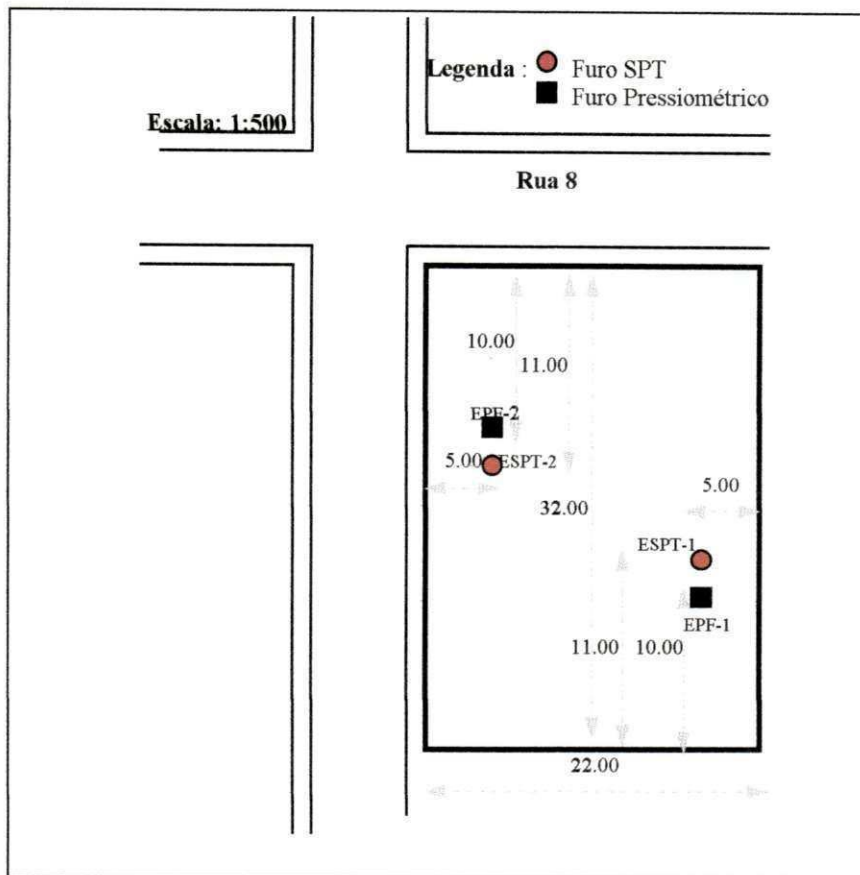


Figura 3.4 - Planta de localização dos furos dos Ensaio SPT e Pressiométrico, no Campo Experimental CE-2 - Edif. "Shambala".

O campo experimental CE-5, de acordo com a Figura 3.9, é um terreno situado na praia de Intermares, lote 01 da quadra 75, no cruzamento das ruas 38 e 39. Atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício "Estrela de Intermares". A localização dos ensaios pressiométricos e do SPT são mostradas na Figura 3.10.

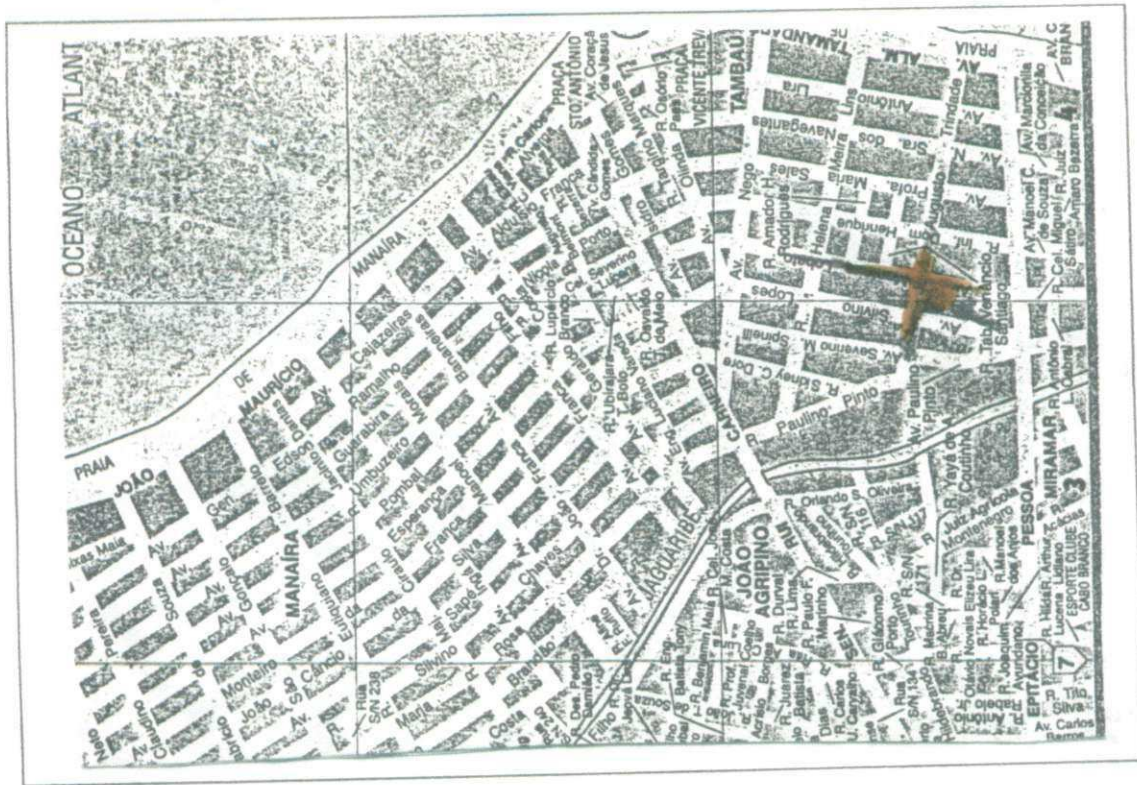


Figura 3.5 - Planta de Situação do Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emilia.

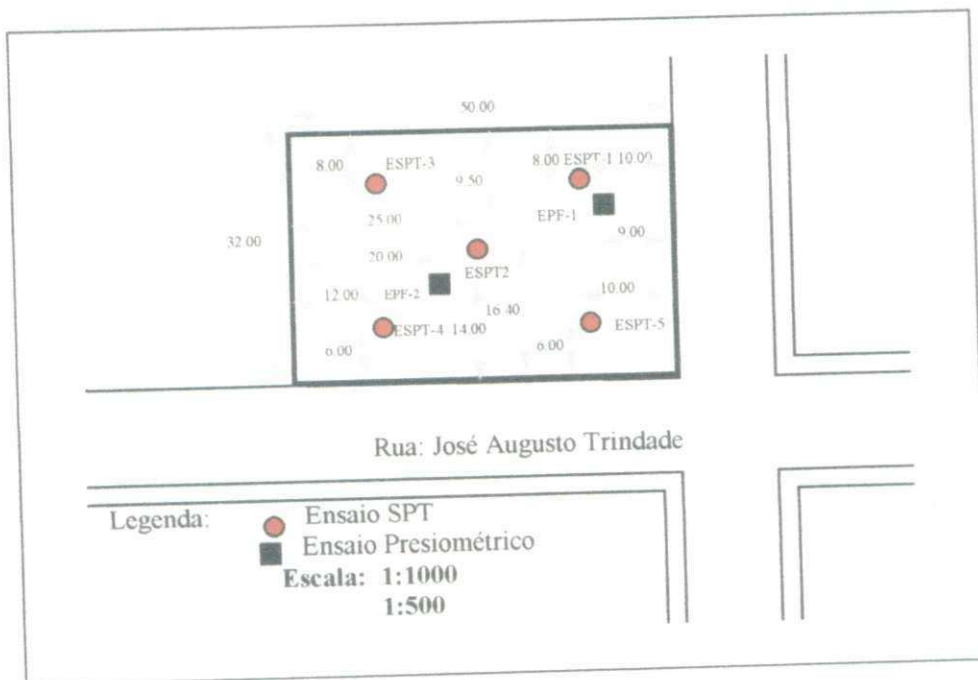


Figura 3.6 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico, no Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emilia.

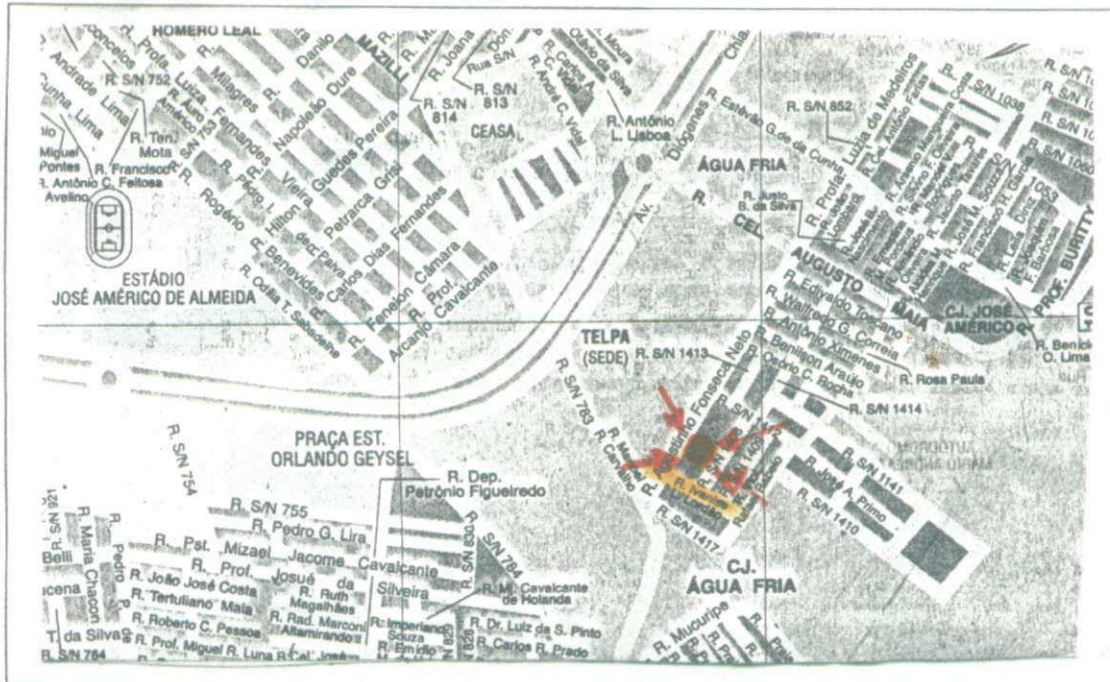


Figura 3.7 - Planta de situação do campo experimental CE-4.

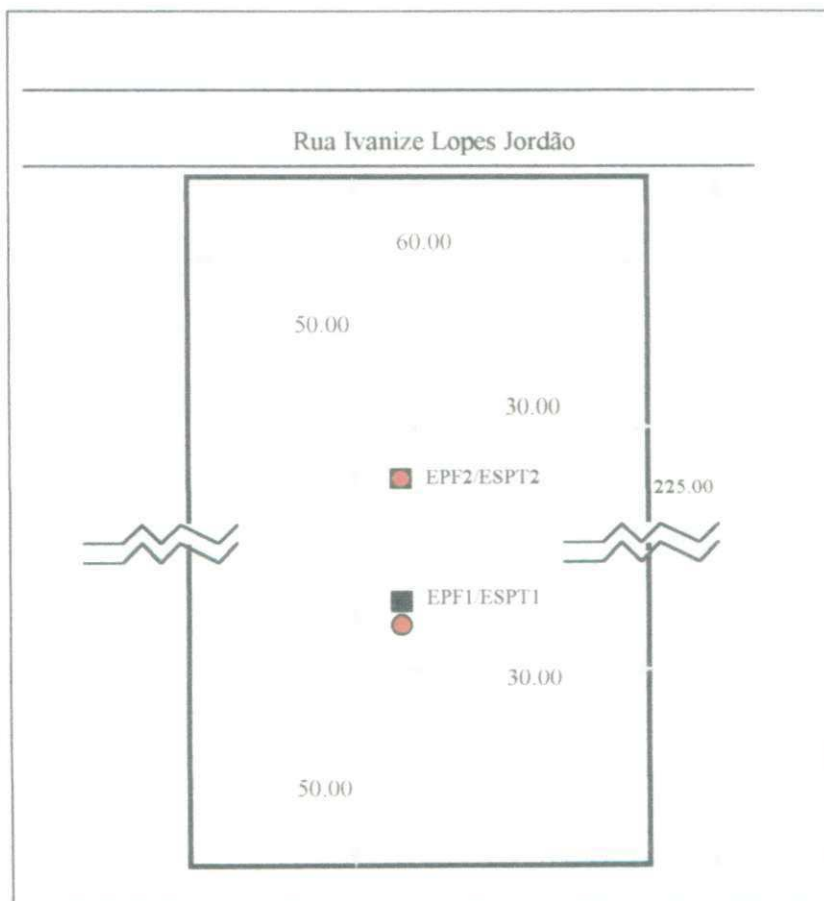


Figura 3.8 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico do Campo Experimental CE-4.

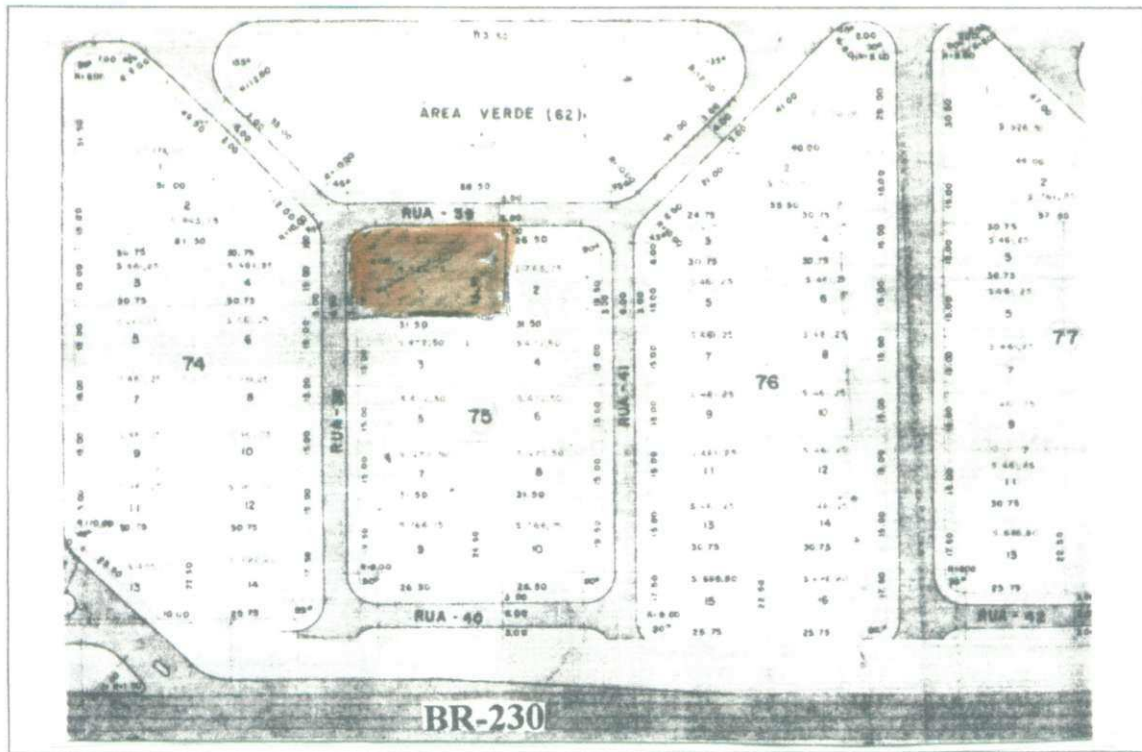


Figura 3.9 - Planta de situação do campo experimental CE-5 - Edif. "Estrela de Intermares".

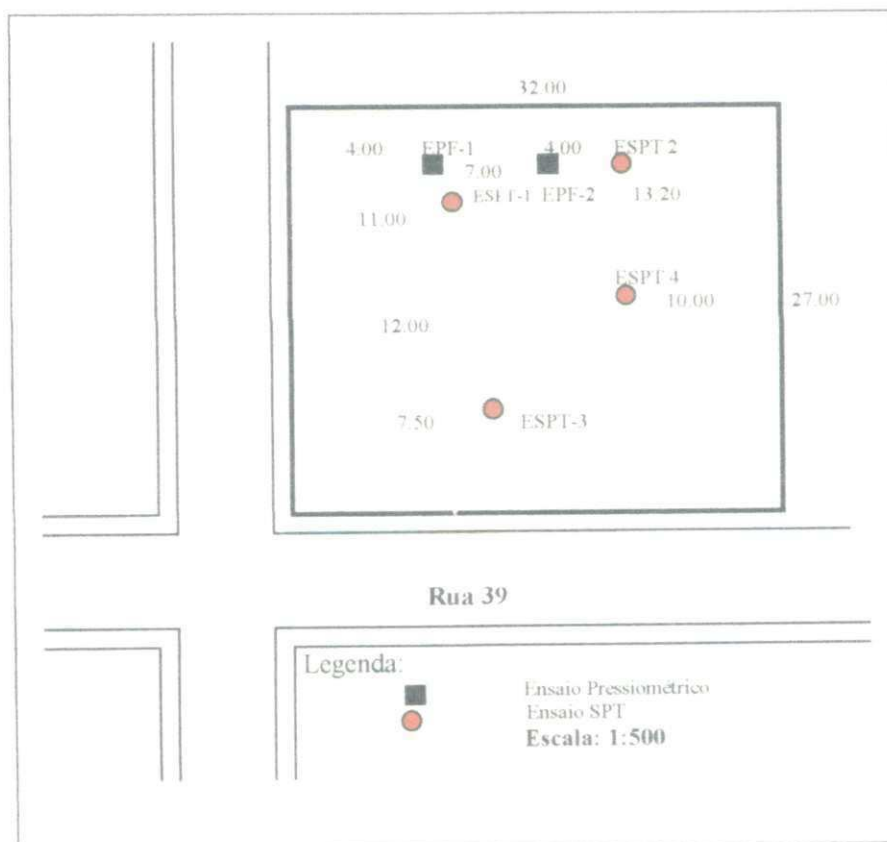


Figura 3.10 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico do Campo Experimental CE-5 Edif. "Estrela de Intermares".

Os principais motivos que levaram à escolha dos campos experimentais **CE-1**, **CE-2**, **CE-3** e **CE-5** foram: a localização destes campos em áreas urbanas próximas ao mar, uma vez que esta condição possibilitaria um melhor estudo dos parâmetros geotécnicos nos solos granulares; e às condições oferecidas pelas construtoras proprietárias dos terrenos juntamente com a empresa consultora ATECEL, as quais viabilizaram todas as condições para que os ensaios fossem realizados de maneira satisfatória.

O campo experimental **CE-4** foi escolhido principalmente em virtude de ser um terreno situado na periferia da cidade de João Pessoa que apresentava características semelhantes a de diversas outras áreas urbanas. Este fator, dessa forma, poderá permitir a extrapolação de alguns dos resultados para estas áreas ou pelo menos servir de um referencial indicativo.

Tabela 3.1 - Resumo dos campos experimentais usados na pesquisa.

CAMPO EXPERIMENTAL	LOCAL
CE-1	Edf. "Príncipe de Missenas"
CE-2	Edf. "Shambala"
CE-3	Edf. "Ana Emília"
CE-4	Terreno da Construtora ECISA
CE-5	Edf. "Estrela de Intermares"

3.3 - Aspectos Geológicos dos campos experimentais.

De acordo com os dados do Ministério da Agricultura (1972), a área litorânea⁷ onde estão inseridos os campos experimentais da presente pesquisa, é composta por sedimentos recentes, do período holoceno da era quaternária. Estes sedimentos se caracterizam como sendo materiais inconsolidados constituídos por areias, argilas e depósitos marinhos sobrepostos.

⁷ A área litorânea, segundo o Ministério da Agricultura, compreende as praias, restingas, manguezais e aluviões.

As praias se apresentam como uma estreita faixa, onde o relevo da baixada litorânea sendo distribuído em faixas limitadas por barreiras que, muitas vezes, entram em contato com o mar. Elas são constituídas de sedimentos não consolidados de areia quartzosa marinha.

Segundo informações do IBGE (1977), sobre o litoral nordestino e sua formação, observa-se que: “ embora, no presente, a mobilidade de areias seja grande nos litorais tropicais, capaz de construir os extensos cordões arenosos, o material que os constitui não seria atual, pois estaria relacionado à condições paleoclimáticas. Sua origem teria que ser buscada nos latossolos desenvolvidos sobre a plataforma continental durante a regressão Pré-Flandriana; afogados pela transgressão Flandriana” e, assim, constituindo-se “no material necessário para a formação dos grandes cordões litorâneos, remanescentes do período Dunquerqueano”.

De acordo com a descrição pedológica desta região litorânea, os sedimentos que dão origem aos solos são: areias quartzosas marinhas distróficas e eutróficas, os quais se constituem em solos muito profundos, de baixa fertilidade e excessivamente drenados, podendo apresentar também sérios problemas de erosão nas áreas expostas à ação dos ventos

Na região compreendida entre as praias de Intermares e de Tambaú, observou-se, através dos estudos de sondagem⁸; que, de uma forma geral, as estratificações apresentavam as camadas mais superficiais (Em torno de 6 à 7 metros), constituídas de camadas alternadas de areia fofa e compacta. Esta alternância de camadas, é, possivelmente, devido a diferentes mecanismos de acumulação, em geral a transgressão do mar, promovendo a decantação e a regressão promovendo a deposição pelas ondas. As camadas mais profundas (a partir de 7 metros), apresentam-se também, em alguns casos, constituídas de argilas e siltes arenosos de cor acinzentada; provavelmente, isto decorre, devido a existência de matéria orgânica, sob forma de ácidos solvidos na intersticial juntamente com a deposição de outros sedimentos não consolidados.

⁸ A descrição detalhada dos perfis geotécnicos estão contidas no Capítulo 4.

3.4 - Ensaaios “In Situ” Realizados

O conjunto de ensaios de campo consistiram na realização de uma série de ensaios SPT e pressiométricos, com a utilização de um pressiômetro Ménard. Inicialmente foram realizados os ensaios SPT e posteriormente os pressiométricos.

O número de ensaios assim como a profundidade dos mesmos, foram estabelecidos em função dos seguintes fatores: a) do tempo de disponibilidade da equipe de sondagem e dos equipamentos, uma vez que antes da realização dos respectivos ensaios, já estavam agendados vários outros ensaios de sondagens e pressiométricos em várias outras áreas alheias às da pesquisa; b) limites de profundidade dentro da faixa do subsolo que poderá sofrer algum tipo de influência decorrente do assentamento de fundações superficiais, sendo este terreno, com ou sem melhoramento de solo.

3.4.1 - Ensaaios de Penetração Dinâmica (SPT)

3.4.1.1 - Equipamento Utilizado

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de penetração dinâmica foi condizente com as recomendações da NBR - 6484. Trata-se de um sistema de cravação manual conforme é mostrado na Figura 3.16., com barrilete amostrador do tipo padronizado com diâmetro interno de 34,90 mm e externo de 50,80 mm, hastes metálicas padronizadas, martelo com peso de 65 kg e altura de queda de 75 cm.

3.4.1.2 - Execução dos ensaios

Os ensaios de penetração, num total de sessenta (60), foram realizados em concordância com as recomendações da NBR-6484, através do método de “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”. Os referidos ensaios foram realizados com circulação de água e com o uso de tubos de revestimento. Dos mesmos foram obtidos uma classificação táctil visual e o índice de resistência à penetração para cada profundidade ensaiada.

A profundidade adotada para os ensaios ficou em torno de 8 metros, uma vez que a mesma é suficiente para uma avaliação das condições geotécnicas dos solos estudados para fins de fundações superficiais neste tipo de obra; tendo estas, passado por processos de melhoramentos do solo ou não.

3.4.1.3 - Interpretação dos Resultados

A partir do exame táctil visual das amostras colhidas no amostrador, foi traçado o perfil geotécnico de cada furo realizado e, de posse do número de golpes para penetração dos trinta centímetros (30 cm) finais de cada profundidade ensaiada, determinou-se o índice de resistência à penetração (N_{SPT}).

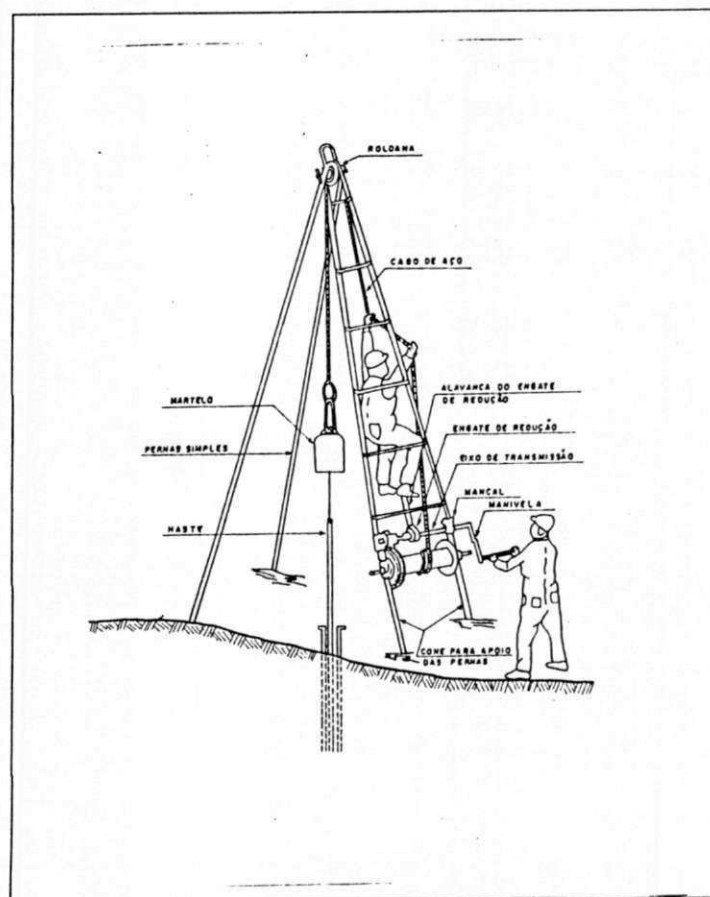


Figura 3.11 - Equipamento de sondagem à percussão (ALCÂNTARA, 1992).

3.4.2 - Ensaio Pressiométricos

3.4.2.1 - Equipamento Utilizado

Utilizou-se para a realização dos ensaios pressiométricos da presente pesquisa, o pressiômetro tipo Ménard modelo GC, fabricado e comercializado pela “APAGEO”, empresa francesa especializada em equipamentos geotécnicos. Este equipamento, de acordo com a Figura 3.12 é constituído, de uma maneira geral, de : a) uma unidade de controle simultâneo de pressão e volume, chamada de CPV; b) uma fonte de pressão, abastecida de Nitrogênio; c) uma sonda pressiométrica e d) um sistema de tubulações que conecta a sonda e a fonte de pressão à CPV (Figura 3.12).

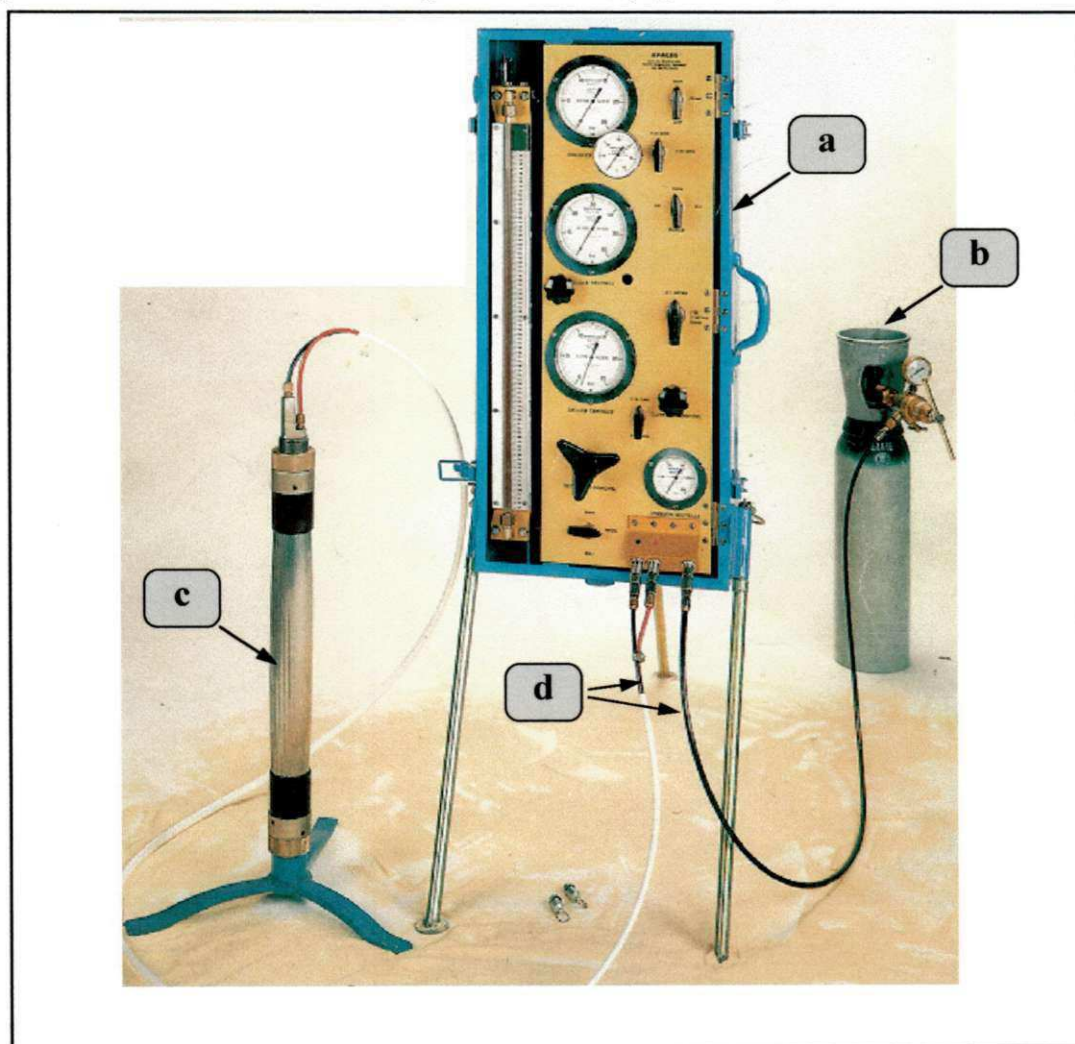


Figura 3.12 - Descrição detalhada do pressiômetro Ménard GC.

Segundo a Norma Francesa NF P94-110 (1991), a CPV é a unidade que deverá controlar a dilatação da sonda e medir, em função do tempo, as pressões do líquido incompressível utilizado (água deaerada) e do gás, assim que qualquer volume seja injetado na sonda. A Figura 3.13 mostra uma esquematização detalhada da CPV.

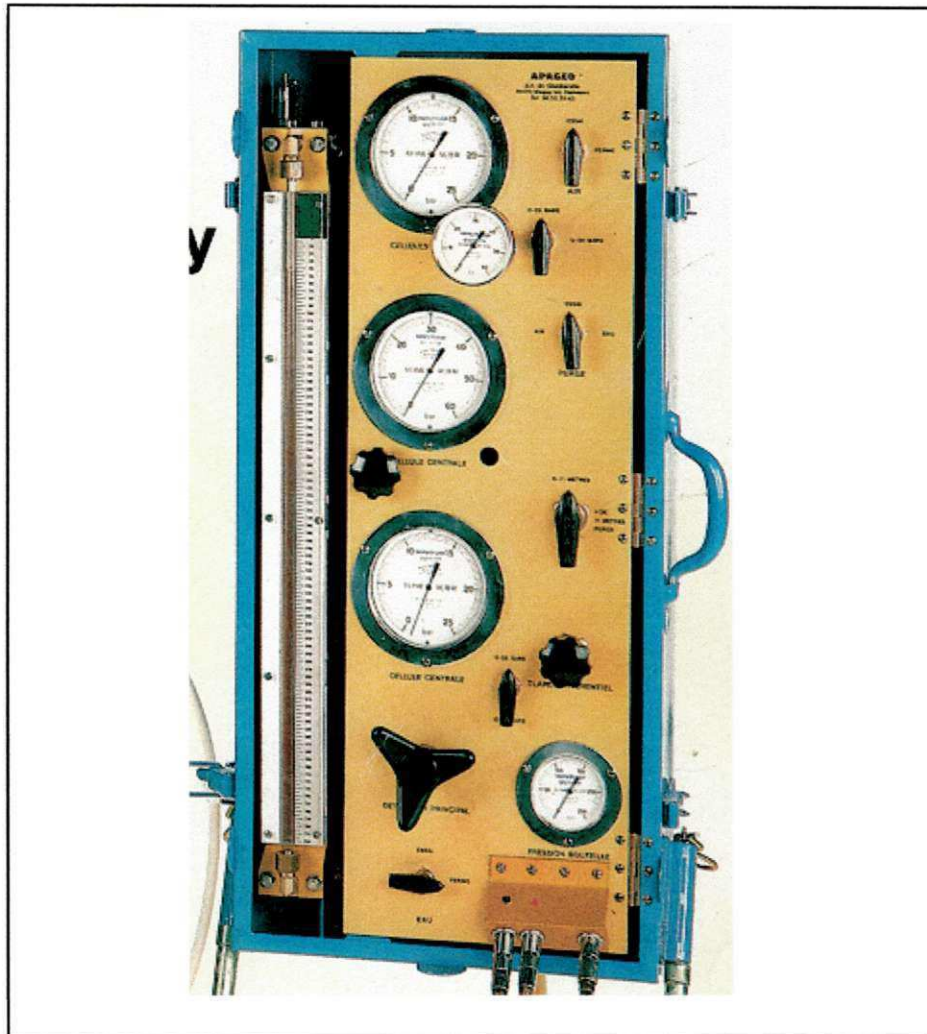


Figura 3.13 - Detalhe da Unidade de controle de Pressão e de Volume (CPV).

A sonda utilizada no programa de ensaios foi a correspondente ao tipo BX com revestimento de borracha, de comprimento $L_s = 50$ cm e diâmetro $D_s = 6$ cm, o que lhe conferiu uma relação comprimento diâmetro de $L/D = 7,50$. Esta sonda é composta basicamente por três células coaxiais de seção circular e por um tubo metálico oco de forma cilíndrica (Figura 3.13). As células compreendem uma célula central de medição capaz de se deformar radialmente sob a ação de água deaerada, aplicando uma pressão

uniforme no solo e duas células de guarda situadas nas extremidades da sonda, cuja finalidade básica é a de pobilitar ao solo mesmas deformações da célula central.

O tubo metálico oco, comumente chamado de “corpo da sonda”, serve de suporte para a membrana da célula e para o revestimento de borracha que recobre a sonda. Nele são encontrados também, um botão de descarga na parte inferior, que serve para a limpeza do sistema e pequenos orifícios que servem para transmitir água à célula central e gás às células guarda.

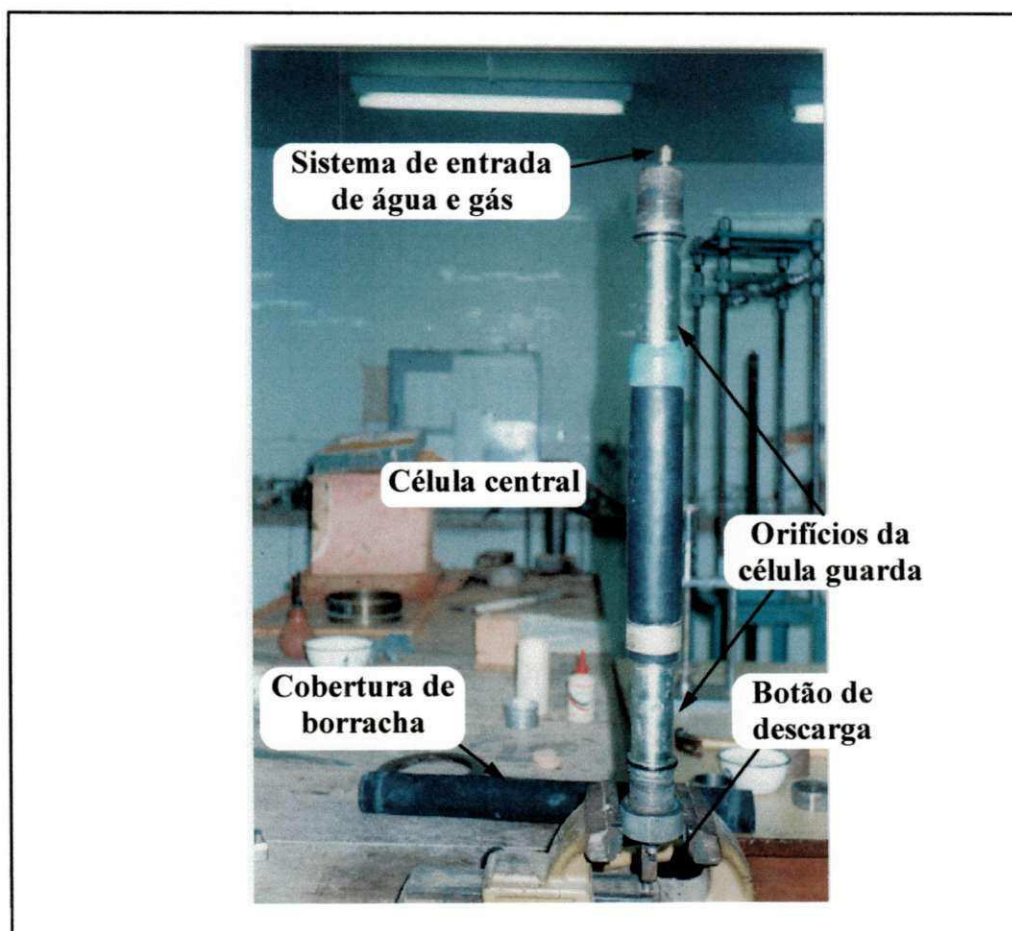


Figura 3.14 - Descrição da sonda pressiométrica utilizada durante à realização dos ensaios

3.4.2.2 - Preparação do Pressiômetro

O “Manual de Operações do Pressiômetro Ménard” e as Normas ASTM-D4719 (1980) e NF P94-110 (1991), recomendam que, antes de se executar qualquer ensaio,

o pressiômetro deverá passar por uma série de procedimentos de preparação, os quais resumidamente são:

I) Montagem do Equipamento: este procedimento é feito através da conexão do sistema de tubulações às demais partes do pressiômetro, e desta forma permitir que a fonte de pressão abasteça de gás a CPV e esta, por sua vez, abasteça a sonda com água e gás. É importante ressaltar que a CPV e a fonte de pressão sempre deverão estar posicionadas de maneira adequada, na superfície do solo, para que qualquer tipo de operação no equipamento possa ser efetuado sem problemas;

II) Saturação do Sistema: O volumímetro, as tubulações de passagem de água e a sonda deverão ser abastecidos com água até a saturação total do sistema, de modo a permitir a verificação de possíveis vazamentos e a presença de bolhas de ar. Caso sejam constatadas a presença de bolhas de ar, o sistema deverá ser esvaziado até que o problema seja solucionado e, em seguida, o procedimento acima descrito é repetido;

III) Execução dos Ensaios de Calibração: deverão ser executados ensaios de calibração para a verificação da resistência da membrana da célula central, verificação da compressibilidade do sistema (perda de volume) e verificação da perda de pressão, conforme Item 2.3.2.1.

Na presente pesquisa realizou-se inicialmente o ensaio de verificação da resistência da membrana (p_m), o qual consistiu na colocação da sonda ao ar livre e, no mesmo nível do centro do medidor de pressão. Em seguida, aplicou-se a cada 60 segundos incrementos iguais de 10 kPa e efetuou-se a leitura da variação de volume para cada pressão aplicada.

Os resultados obtidos são apresentados em um gráfico pressão versus volume e segundo as Normas ASTM-D4719 (1980), NF P94-110 (1991) e BRIAUD (1992); a resistência da membrana (p_m) é o valor da pressão aplicada correspondente a um volume $V_s = 600 \text{ cm}^3$. Como se pode observar através da Figura 3.15, a resistência obtida para a membrana da célula central foi $p_m = 50 \text{ kPa}$. Deve-se ressaltar que este ensaio deverá ser realizado sem o revestimento de borracha que recobre toda a sonda e após a realização

de no mínimo três (3) expansões prévias da membrana da célula central para que esta seja exercitada previamente evitando assim algum tipo de influência nos resultados, principalmente quando houver uma grande número de ensaios consecutivos.

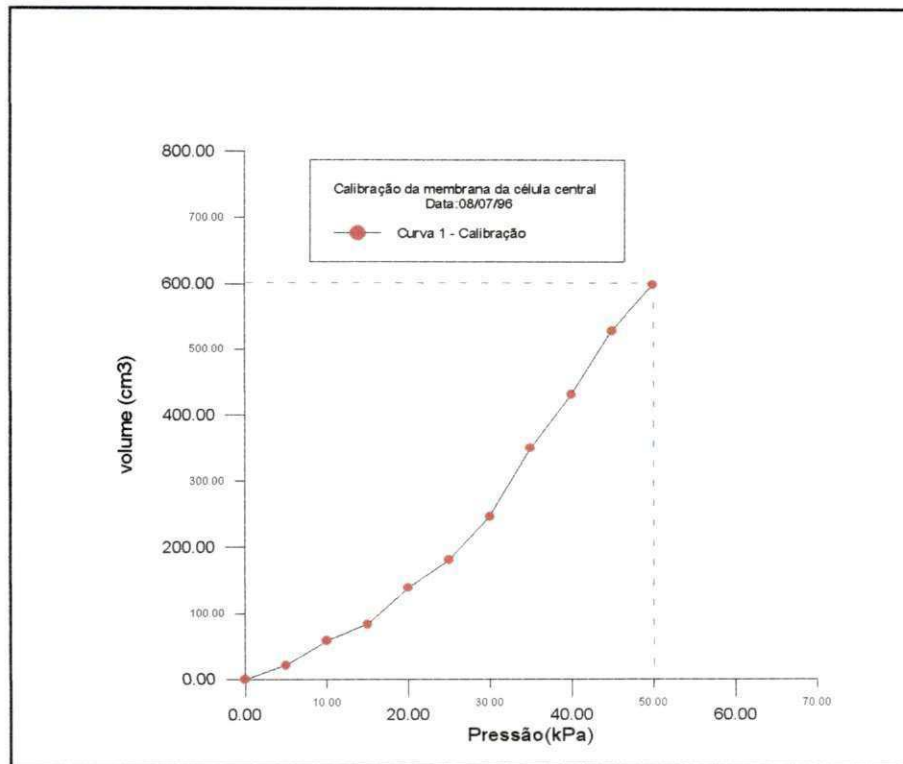


Figura 3.15 - Curva de calibração para verificação da resistência da membrana.

O ensaio de calibração para verificação da perda de pressão foi feito colocando-se inicialmente a cobertura de borracha na sonda e realizando várias expansões prévias da sonda. Em seguida, de maneira análoga à calibração para verificação da resistência da membrana, aplicou-se dez iguais incrementos de pressão de 12,5 kPa e fez-se a leitura da variação de volume para cada pressão aplicada. A resistência limite da sonda é definida como sendo o valor da pressão aplicada correspondente a um volume igual a $1,2 \times V_s$ (576 cm^3)⁹. A resistência limite da sonda, obtida da curva de calibração mostrada na Figura 3.16, foi aproximadamente 88 kPa.

⁹ A sonda utilizada possui um volume $V_s = 480 \text{ cm}^3$, como o volume correspondente à pressão limite é definido como sendo $1,2 \times V_s$, tem-se então $1,2 \times 480 = 576 \text{ cm}^3$.

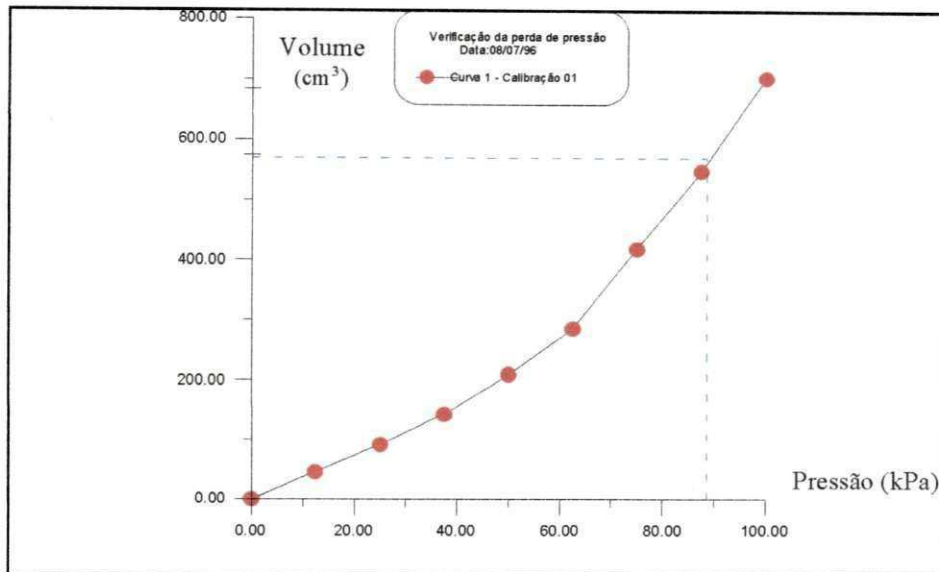


Figura 3.16 - Curva de calibração para verificação da perda de pressão

A calibração para verificação da compressibilidade do sistema foi feita colocando-se a sonda dentro de um tubo de aço indeformável e aplicou-se dez incrementos de pressão iguais a 25 kPa, fazendo-se a leitura da variação de volume correspondente a cada pressão aplicada. Os resultados são plotados em um gráfico pressão versus volume cujo objetivo é a obtenção do coeficiente de compressibilidade e do volume inicial da sonda. A partir da curva de calibração mostrada na Figura 3.17 foram obtidos um volume inicial da sonda, $V_s = 480 \text{ cm}^3$, e o coeficiente de compressibilidade do sistema $a = 0,003 \text{ cm}^3/\text{kPa}$. Na presente pesquisa a correção devido a compressibilidade do sistema poderia ser desprezada, haja vista que este valor correspondeu a um valor menor que 0,1% do volume inicial da sonda (BRIAUD, 1992).

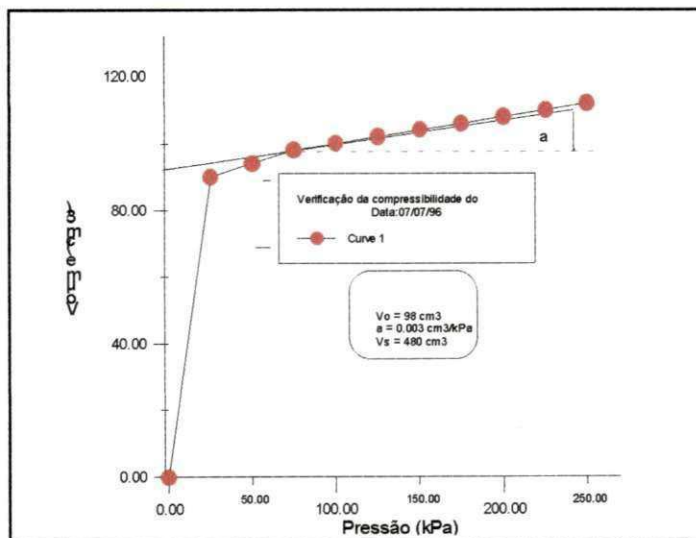


Figura 3.17 - Curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema.

3.4.2.3 - Execução dos Furos

Ao longo do desenvolvimento da presente pesquisa foram executados cerca de doze furos para a realização de ensaios pressiométricos, cuja profundidade variou entre 1,0 a 9,00 metros. Os ensaios foram realizados a cada metro de profundidade e cada furo era executado parcialmente sendo interrompido sempre que se chegava a uma profundidade conveniente à realização do ensaio.

Os processos de perfuração utilizados foram os de perfuração por simples lavagem com trépano e uso de lama bentonítica (Figura 3.18). e o de perfuração simples utilizando-se o trado manual padrão, do tipo helicoidal (Figura 3.19). A grande maioria dos furos foram executados através da lavagem com trépano, principalmente em virtude da cota do nível d'água dos terrenos encontrarem-se bastante elevadas, acarretando assim, no momento da perfuração, freqüentes desmoronamentos das paredes do furo, quando se usava o trado manual. No presente trabalho, a utilização do trado manual só foi possível para os furos que se encontravam acima do nível d' água, uma vez que tornou-se inevitável o desmoronamento das paredes após a retirada da sonda, não permitindo assim nem que a lama bentonítica fosse colocada. Tentou-se também injetar lama bentonítica sem a retirada do trado, contudo este procedimento também não surtiu o efeito desejado.



Figura 3.18 - Perfuração por simples lavagem com trépano e uso de lama bentonítica.

Figura 3.19 - Perfuração simples com uso de trado manual.

É importante ressaltar que mesmo ocorrendo uma perturbação considerável no furo, o método de perfuração por lavagem com trépano é recomendado pelas Normas ASTM-D4719 (1987), NF P94-110 (1991) e por BRIAUD (1992) e, a nosso ver, para furos em solos arenosos abaixo do nível d'água, este é o único método possível de ser utilizado.

3.4.2.4 - Execução dos Ensaios

Os ensaios pressiométricos da presente pesquisa, foram executados da seguinte forma: inicialmente introduziu-se a sonda pressiométrica dentro do furo tomando-se como profundidade de ensaio (z_s), a cota medida do centro da sonda ao nível do solo. Em seguida, injetou-se água pressurizada na sonda através da fonte de pressão (gás nitrogênio) e, efetuou-se a leitura da variação de volume de água na sonda (dilatação da sonda) a cada intervalo de 15, 30 e 60 segundos.

A metodologia empregada para a realização do conjunto de ensaios foi a do método de aplicação de incrementos iguais de pressão, haja vista que este é o método recomendado pela Norma Francesa para o pressiômetro Ménard e é um dos métodos recomendados pela Norma Americana. Os ensaios pressiométricos através da metodologia empregada, consistiram na aplicação de incrementos de pressão de aproximadamente um décimo do valor estimado para a pressão limite.

A duração média de cada ensaio pressiométrico ficou na faixa de 50 minutos, incluindo-se a execução do furo e o número de incrementos variou dentro do intervalo de 8 a 14 incrementos. Devido a subjetividade do processo utilizado para a estimativa da pressão limite (BRIAUD, 1992) e (CLARKE, 1995), o número de incrementos em três dos ensaios realizados ficou em torno de 17 incrementos, o que não é recomendado pela Norma. Tal fato, entretanto, não terá praticamente influência alguma nos resultados obtidos, ele apenas torna o ensaio mais demorado.

Todos os ensaios pressiométricos foram realizados sem recarregamento, uma vez que se destinam ao projeto de fundações de edifícios, cujos carregamentos podem ser considerados estáticos.

Segundo CAVALCANTE (1997), deve-se ter um cuidado especial com relação ao controle da pressão diferencial que deverá existir entre as células guarda e a célula central de medição. Pois, devido a diferença de rigidez entre as células guarda e a de medição, a pressão aplicada nas células guarda deverá ser inferior a pressão aplicada na célula central, de forma que a pressão aplicada às paredes do furo seja a mesma ao longo de toda a sonda. Essa diferença de rigidez ocorre pelo fato de que, na célula central, além da sua própria membrana, existe ainda o revestimento de borracha que recobre toda a sonda.

3.4.2.5 - Interpretação dos Resultados

Os valores de cada pressão aplicada versus o seu volume correspondente lido deverão ser corrigidos a partir das curvas de calibração das Figuras 3.15, 3.16 e 3.17, devido às considerações expostas no Item 2.3.2.2. Feitas as devidas correções, a curva pressiométrica corrigida é então traçada e a partir dela determina-se o módulo pressiométrico inicial (E_0), a pressão limite (P_L) e vários outros parâmetros geotécnicos tais como: módulo de elasticidade transversal (G), pressão limite efetiva (P_L'), pressão de fluência (P_f), pressão de fluência efetiva (P_f'), tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), dentre outros.

O módulo pressiométrico inicial (E_0) foi determinado pela Equação 2.37, através dos valores de (P_1, V_1) e (P_2, V_2) obtidos do trecho linear da curva pressiométrica, enquanto que o módulo de elasticidade transversal (G) foi determinado a partir da Equação 2.35. O valor adotado para o coeficiente de Poisson neste trabalho, seguindo-se as recomendações de MÉNARD (1967), ALCÂNTARA (1992) e BEZERRA (1990), foi de $\nu = 0,33$. A precisão do valor de E_0 dependerá da sensibilidade e dos critérios adotados para a determinação dos pontos (P_1, V_1) e (P_2, V_2) no trecho reto da curva, o que pode tornar o processo bastante subjetivo.

A pressão limite (P_L) é determinada através da curva pressiométrica corrigida como sendo a pressão correspondente ao dobro do volume inicial do furo. Contudo nos ensaios pressiométricos realizados na presente pesquisa, tais valores praticamente não

puderam ser obtidos diretamente da curva pressiométrica, sobretudo em virtude das condições de resistência dos solos encontrados as quais se apresentavam com valores superiores aos valores estimados. Dessa forma, os valores da pressão limite dos ensaios realizados foram determinados através do método de extrapolação recomendado pela Norma britânica ASTM-D4719 (1987), o que só foi possível em virtude de que todos os ensaios alcançaram a fase plástica do solo. A obtenção dos resultados seguiram as recomendações observadas no item 2.1.3.3.2.

A pressão limite efetiva (P_L') foi determinada através da Expressão 2.44, ou seja, P_L' é o valor da diferença entre a pressão limite (P_L) e a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}).

A pressão de fluência (P_f), pressão que corresponde ao início do escoamento, foi determinada seguindo a metodologia recomendada pelas normas ASTM-D4719 (1980) e NF P94-110 (1991), ou seja, através da curva de Creep (Figura 2.30), obtido de um gráfico relacionando a pressão aplicada versus a variação de volume entre as leituras aos 30 e 60 segundos ($\Delta V^{60/30}$), conforme visto no Item 2.3.2.1.

A tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) foi determinada através de um método gráfico proposto por BRANDT (1978), descrito no Item 2.3.3.6, o qual consiste em traçar uma reta tangente à curvatura inicial da curva pressiométrica corrigida até encontrar o prolongamento da reta correspondente ao trecho linear. Contudo, em alguns ensaios realizados o trecho inicial não apresentou uma boa definição para que se pudesse aplicar a metodologia descrita acima e utilizou-se o método sugerido por CAVALCANTE (1997) para estes casos, ou seja, obtém-se inicialmente o valor de σ_{ho} da curva pressiométrica bruta e, posteriormente, é que são efetuadas as devidas correções.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Generalidades

No presente capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos furos dos ensaios pressiométricos e de penetração dinâmica SPT, realizados nos 05 campos experimentais utilizados e descritos no Capítulo 3, tendo-se como base as informações expostas no Capítulo 2. Serão feitas, também, comparações entre os resultados obtidos através destes ensaios, e, por fim, serão sugeridas algumas correlações entre os seus principais parâmetros.

4.2 - Ensaios de Campo

4.2.1 - Generalidades

No presente trabalho foram realizados dois tipos de ensaios de campo: sondagem à percussão com circulação de água, SPT, e o ensaio pressiométrico. Os valores dos resultados obtidos serão apresentados e analisados em função de cada campo experimental em estudo. No ensaio SPT serão apresentados o perfil de sondagem do solo, e o seu respectivo número de golpes SPT versus a profundidade; enquanto que nos ensaios pressiométricos serão apresentados os resultados dos principais parâmetros geotécnicos avaliados.

Os ensaios pressiométrico e SPT, realizados em cada campo experimental, estão mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Ensaios executados nos campos experimentais.

	ENSAIOS REALIZADOS					
	Ensaio Pressiométrico			Ensaio SPT		
Campo Experimental 1 CE-1	EPF1	EPF2	EPF3		ESPT2	ESPT3
Campo Experimental 2 CE-2	EPF1		EPF1	ESPT2		ESPT2
Campo Experimental 3 CE-3	EPF1		EPF1	ESPT2		ESPT2
¹⁰ Campo Experimental 4 CE-4	EPF1			ESPT2		
Campo Experimental 5 CE-5	EPF1	EPF1		ESPT2	ESPT2	

¹⁰ EPF1 - Ensaio Pressiométrico, Furo 01; ESPT1 - Ensaio de Penetração Dinâmica - SPT, Furo 01.

As curvas pressiométricas obtidas dos ensaios realizados tiveram, de uma maneira geral, a forma mostrada na Figura 4.1. Desta Figura observa-se claramente as três fases distintas da curva. Alguns ensaios, contudo, devido à excessiva perturbação durante a execução do furo, tiveram formas diferentes da curva mostrada na Figura 4.1; estes, entretanto, foram pouco freqüentes durante a realização do conjunto de ensaios, e, desta forma, não comprometeram a análise dos ensaios de uma forma geral.

A Figura 4.2 mostra o exemplo típico de um ensaio pressiométrico, obtido em um furo excessivamente perturbado. Desta curva pressiométrica observa-se que a obtenção dos parâmetros ficam seriamente comprometidos, podendo estes, em alguns casos serem, impossíveis de determinação.

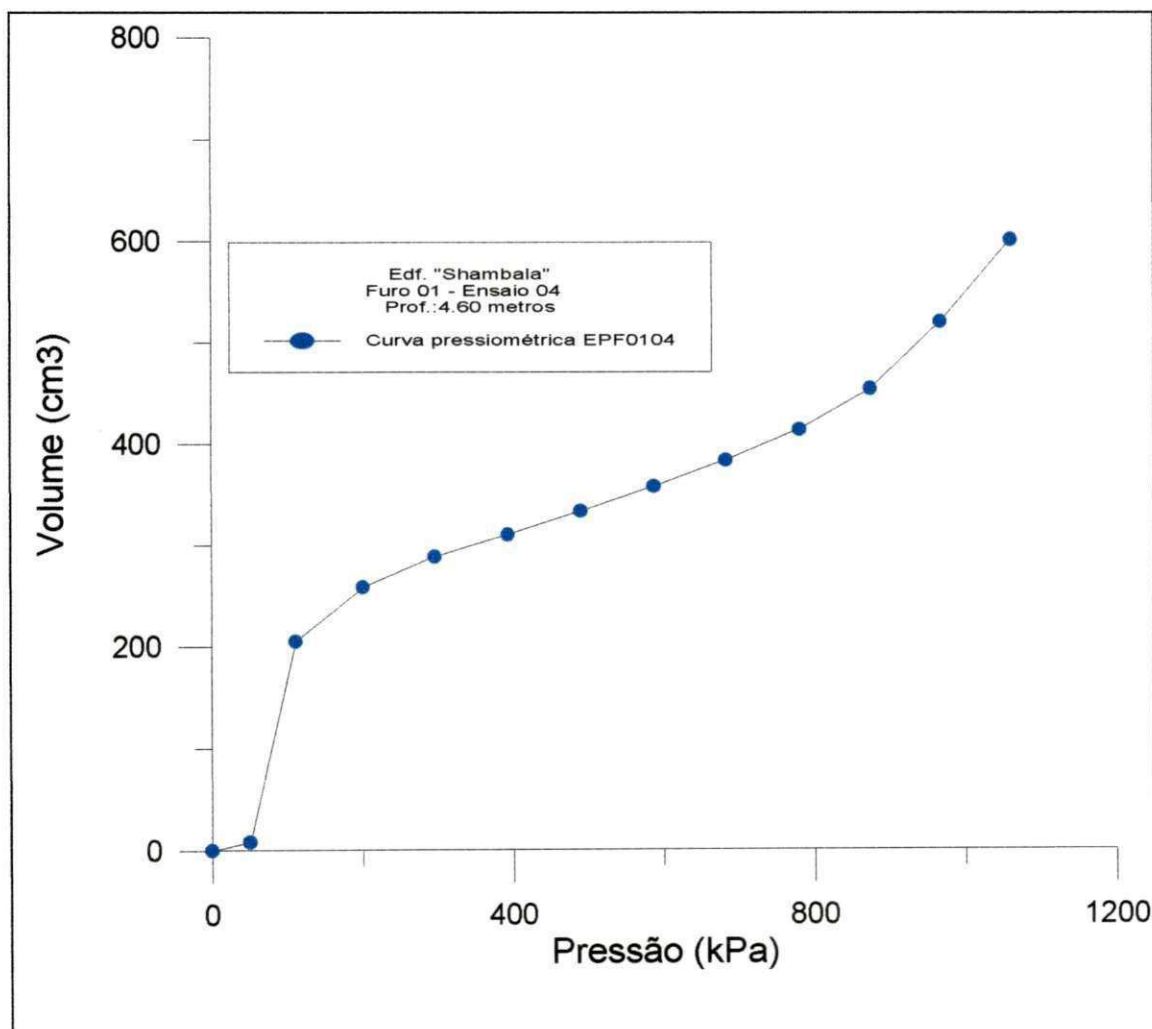


Figura 4.1 - Exemplo de uma curva pressiométrica típica da campanha de ensaios realizados.

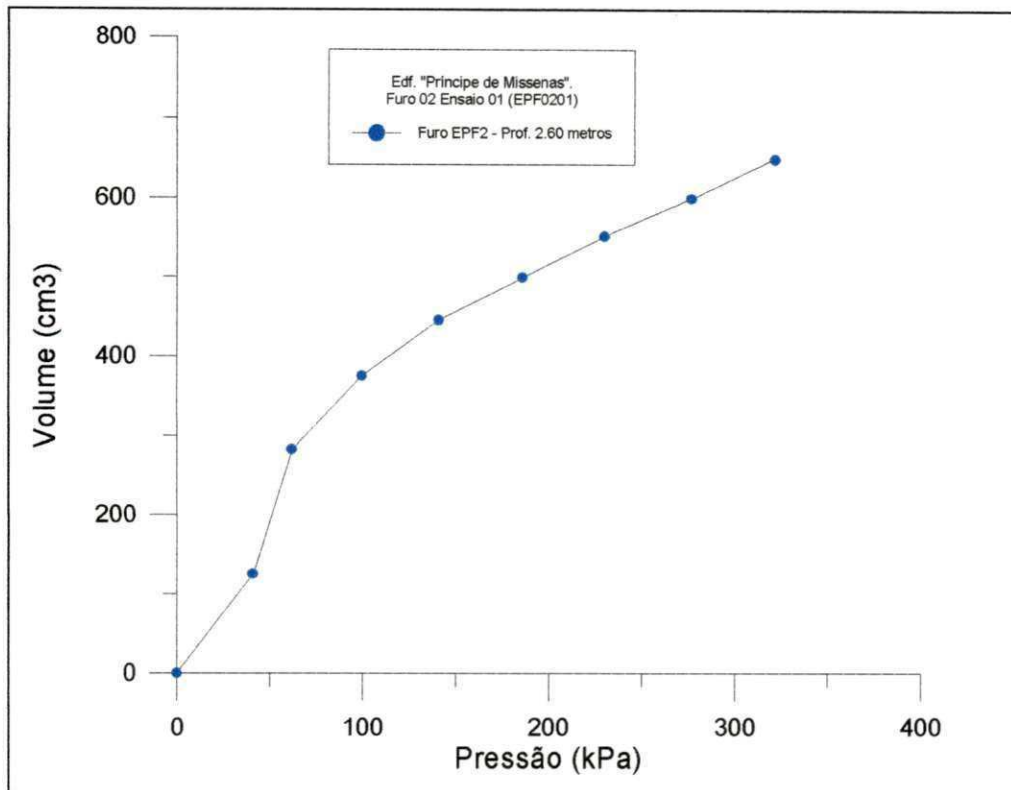


Figura 4.2 - Curva pressiométrica de um ensaio realizado em um furo excessivamente perturbado.

Antes da análise dos resultados, é importante ser ressaltado que, nos campos experimentais CE-1 (Edifício “Príncipe de Missenas”) e CE-5 (Edifício “Estrela de Intermares”), os ensaios pressiométricos foram realizados alguns meses após a realização dos ensaios SPT.

No campo experimental CE-1, durante o período de execução do ensaio pressiométrico, constatou-se que o terreno já havia sofrido um corte, para a construção do subsolo até a profundidade 2,00 metros. Este fato, ao que parece, alterou o estado de compacidade do solo, principalmente nas camadas iniciais e dessa forma, influenciou nos resultados de alguns parâmetros geotécnicos obtidos através do ensaio pressiométrico.

No campo experimental CE-5, as alterações no estado de compacidade foram mais significativas; já que havia sido executada, no aterro de construção, toda a parte estrutural do edifício. Além disso, segundo informações da própria construtora, o terreno delimitado pelo aterro de construção havia passado por um processo de melhoramento do solo através do uso de estacas de areia até a cota 6,00 metros e apesar dos furos dos ensaios pressiométricos EPF1 e EPF2 terem sido executados fora dos limites da região

onde foram executadas as estacas (Figura 4.3), os resultados obtidos para alguns parâmetros geotécnicos apresentaram-se bem mais elevados do que os sugeridos por vários autores da literatura pressiométrica (BRIAUD, 1992, CLARKE, 1995, MÉNARD, 1975, e outros). Este fato, de certa forma, comprova as significativas alterações sofridas pelo subsolo¹¹.

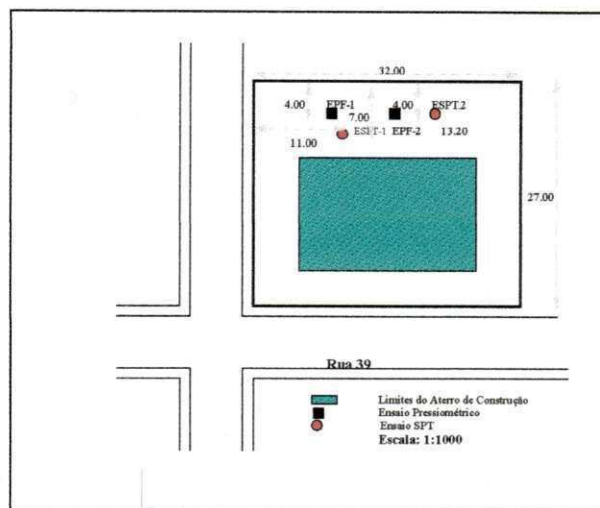


Figura 4.3 - Limites do aterro de construção do edifício “Príncipe de Missenas”.

Nos campos experimentais CE-2 (Edf. “Shambala”), CE-3 (Edf. “Ana Emília”) e CE-4 (Terreno da Construtora ECISA), os ensaios pressiométricos foram executados simultaneamente com os ensaios SPT.

4.2.2 - Parâmetros obtidos do ensaio SPT

Através do ensaio SPT, foram obtidos, de forma direta, para todos os campos experimentais utilizados, os parâmetros do número de golpes do SPT (N_{SPT}) e a identificação do tipo de solo encontrado, os quais estão representados através dos perfis de sondagem. Além disso, através das correlações empíricas citadas no Item 2.2.5.3, foram obtidos os valores do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

¹¹ Por conta do atraso no cronograma da obra, não foi possível realizar novos ensaios SPT, uma vez que no local dos furos pressiométricos, já estavam programadas escavações para serem realizadas no dia seguinte.

Dos perfis de sondagem obtidos, observou-se que os campos experimentais CE-1, CE-2, CE-3 e CE-5 apresentaram seus subsolos constituídos essencialmente por estratos arenosos, enquanto que o campo experimental CE-4 apresentou estratos constituídos por arenitos.

4.2.2.1 - Perfil de Sondagem e o Número de Golpes do SPT (N_{SPT})

Os resultados obtidos do número de golpes do SPT (N_{SPT}) seguiram as recomendações da norma brasileira NBR-6484 e estão apresentados, juntamente com os perfis de sondagem, nas Figuras 4.4 à 4.12..

4.2.2.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”

O perfil de sondagem e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade obtidos neste campo experimental, estão apresentados nos gráficos das Figuras 4.4 e 4.5. Os furos representados nestes gráficos, referem-se apenas aqueles que poderiam ser correlacionados com o ensaio pressiométrico, ou seja, os Furos ESPT2 e o ESPT3, nos trechos compreendidos entre as cotas 3,60 e 7,60 metros ¹².

No Furo ESPT2, através da Figura 4.4, observa-se a existência de dois estratos distintos: um entre as cotas 2,60 e 5,60 metros e o outro entre as cotas 6,60 e 7,60 metros. No primeiro estrato, entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, o solo foi identificado, através do exame tátil-visual, como sendo uma areia média, medianamente compacta, de cor amarela; enquanto que no segundo estrato, entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, o solo foi identificado como uma areia fina argilosa, compacta à medianamente compacta, de cor cinza.

No primeiro estrato os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento irregular, variando entre 9 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 19 golpes/30 cm, na cota 5,60 metros, enquanto que no segundo estrato, os valores do N_{SPT} apresentaram-se, relativamente elevados e variaram, de forma decrescente, entre 32 e 15 golpes/30 cm.

¹² Uma vez que o Furo ESPT1, não está localizado nas proximidades do Furo EPF1, o mesmo não será utilizado para análise comparativa com o comportamento do respectivo furo.

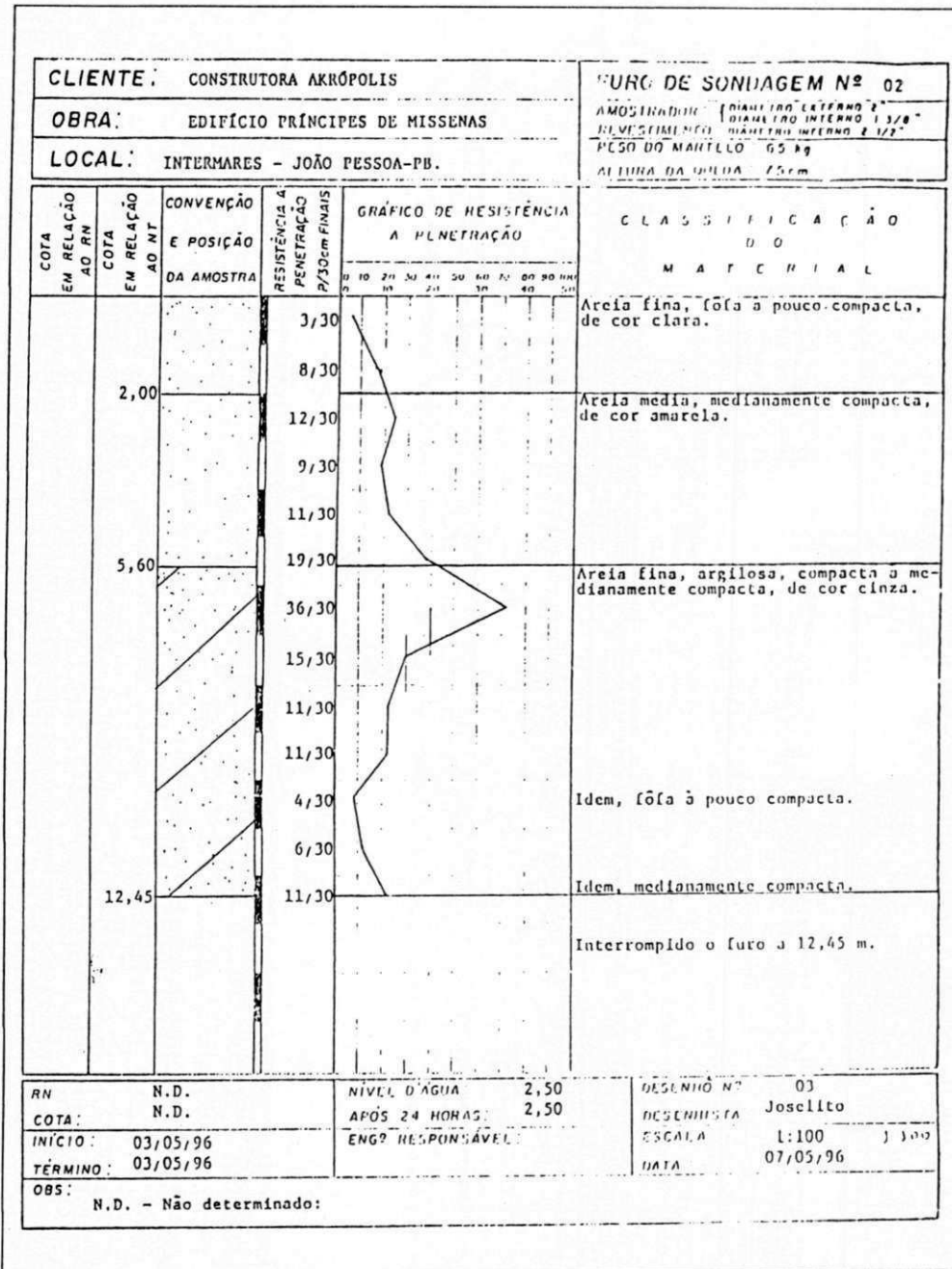


Figura 4.4 - Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT - N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

No Furo ESPT3, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 7,60 metros, observou-se a existência de dois estratos distintos: o primeiro entre as cotas 2,60 e 6,60 metros, e o segundo, entre as cotas 6,60 e 7,60 metros. Neste furo, o primeiro estrato foi identificado, pelo exame táctil-visual, como sendo constituído por uma areia média, medianamente compacta à fôfa, de cor amarela. Na cota 6,60 metros, o solo foi

identificado como sendo uma areia média compacta, enquanto que na cota 7,60 metros, este é uma areia fina argilosa, compacta à medianamente compacta, de cor cinza.

Neste furo, os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento bastante irregular, cujos valores variaram entre 3 golpes/ 30 cm, na cota 5,60 metros e 19 golpes/ 30 cm, na cota 6,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores apresentaram-se mais elevados, chegando a atingir o valor de 21 golpes/ 30 cm, na cota 6,60 metros.

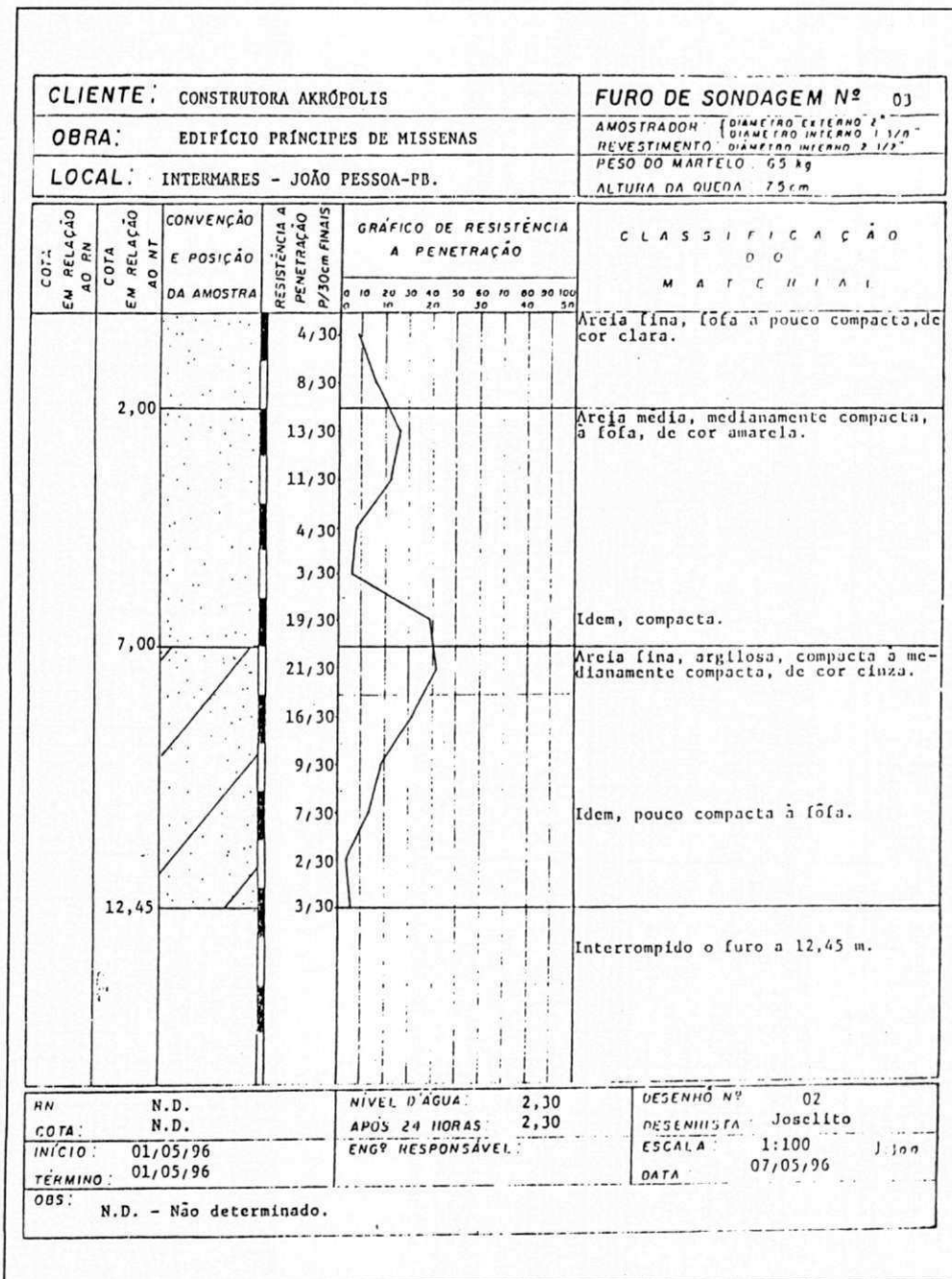


Figura 4.5 - Perfil de sondagem do furo ESPT3 e os valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus aprofundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

4.2.2.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e os valores obtidos do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade dos Furos ESPT1 e ESPT2, estão apresentados nas Figuras 4.6 e 4.7. Serão analisados apenas os resultados que podem ser relacionados com os do ensaio pressiométrico, ou seja, neste caso, o intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 8,60 metros.

No Furo ESPT1, o perfil do solo apresentou-se bastante estratificado e a identificação do tipo de solo, através do ensaio SPT e do exame tátil-visual deste solo, indicou que no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros o solo é uma areia fina, fofa à pouco compacta, de cor clara; entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo é uma areia média, pouco compacta à compacta, de cor amarela. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, esta mesma areia apresenta um estado de compactidade mais reduzido, variando entre uma areia medianamente compacta à fofa e, em seguida, entre as cotas 7,60 e 8,60 metros, esta passa a ser uma areia compacta à medianamente compacta.

Neste furo, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do N_{SPT} , apresentaram-se baixo e com comportamento crescente, variando entre 6 e 8 golpes/ 30 cm. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores se mantiveram com comportamento crescente e variaram entre 8 e 22 golpes/ 30 cm. A partir da cota 3,60 metros até a cota 5,60 metros os valores do N_{SPT} também apresentaram-se baixos e com um comportamento acentuadamente decrescente, chegando a assumir o valor de 3 golpes/30 cm. Em seguida, entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o N_{SPT} voltou a se elevar, assumindo o valor constante de 26 golpes/30 cm, enquanto que na cota 8,60 metros, houve um ligeiro decréscimo, ficando este valor por volta de 18 golpes/ 30 cm.

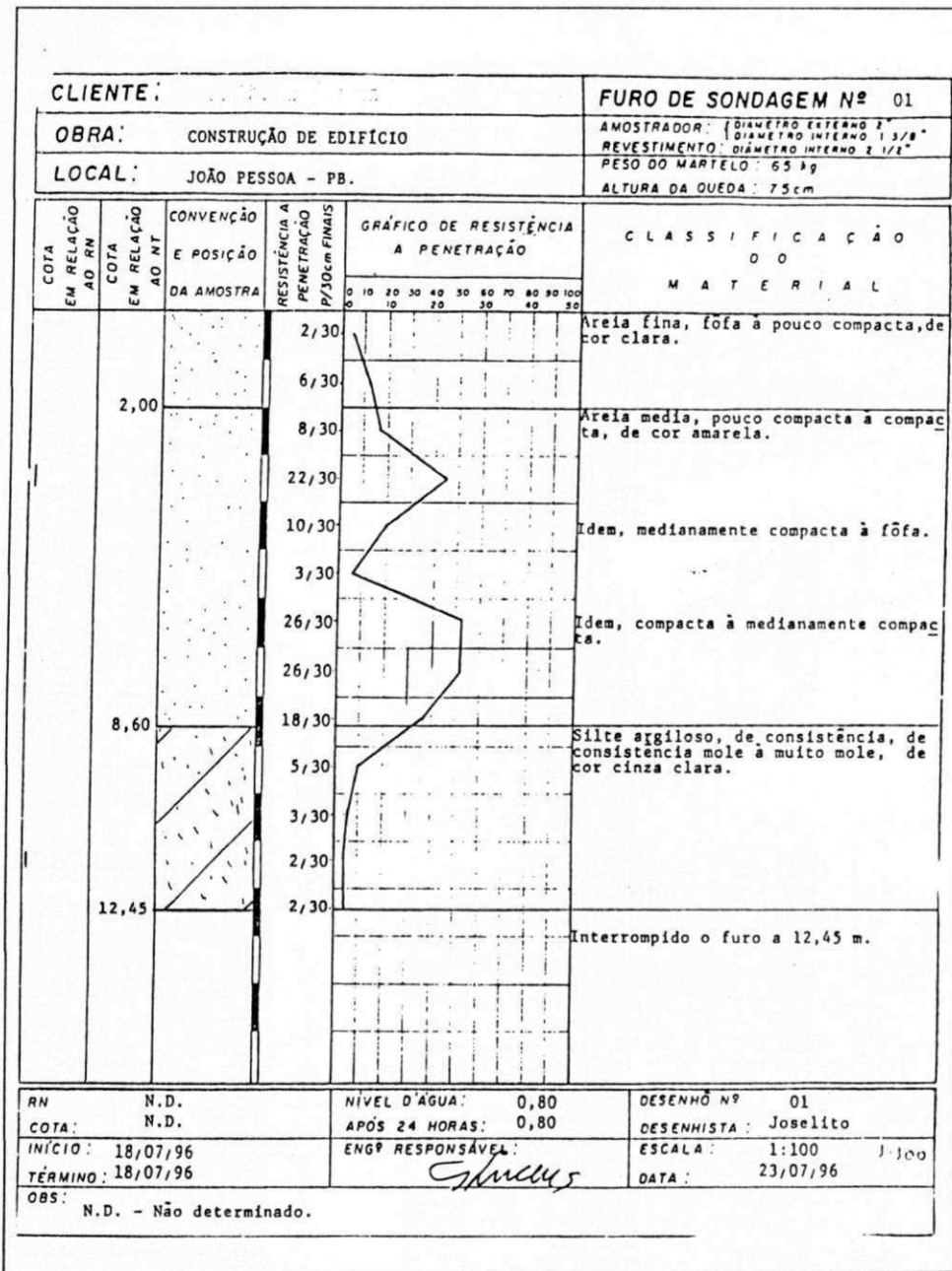


Figura 4.6 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

No Furo ESPT2, observou-se que o perfil do solo apresentou-se mais estratificado que o furo anterior. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, pouco compacta, de cor clara. No trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo foi identificado como uma areia média, medianamente compacta, de cor vermelha; entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, o solo é uma areia média, compacta à medianamente compacta, de cor vermelha. Com relação ao

trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o solo também é identificado como sendo uma areia média, medianamente compacta à compacta, sendo que, de cor amarela, enquanto que na cota 8,60 metros, trata-se de um silte argiloso, de consistência dura à rija, de cor cinza.

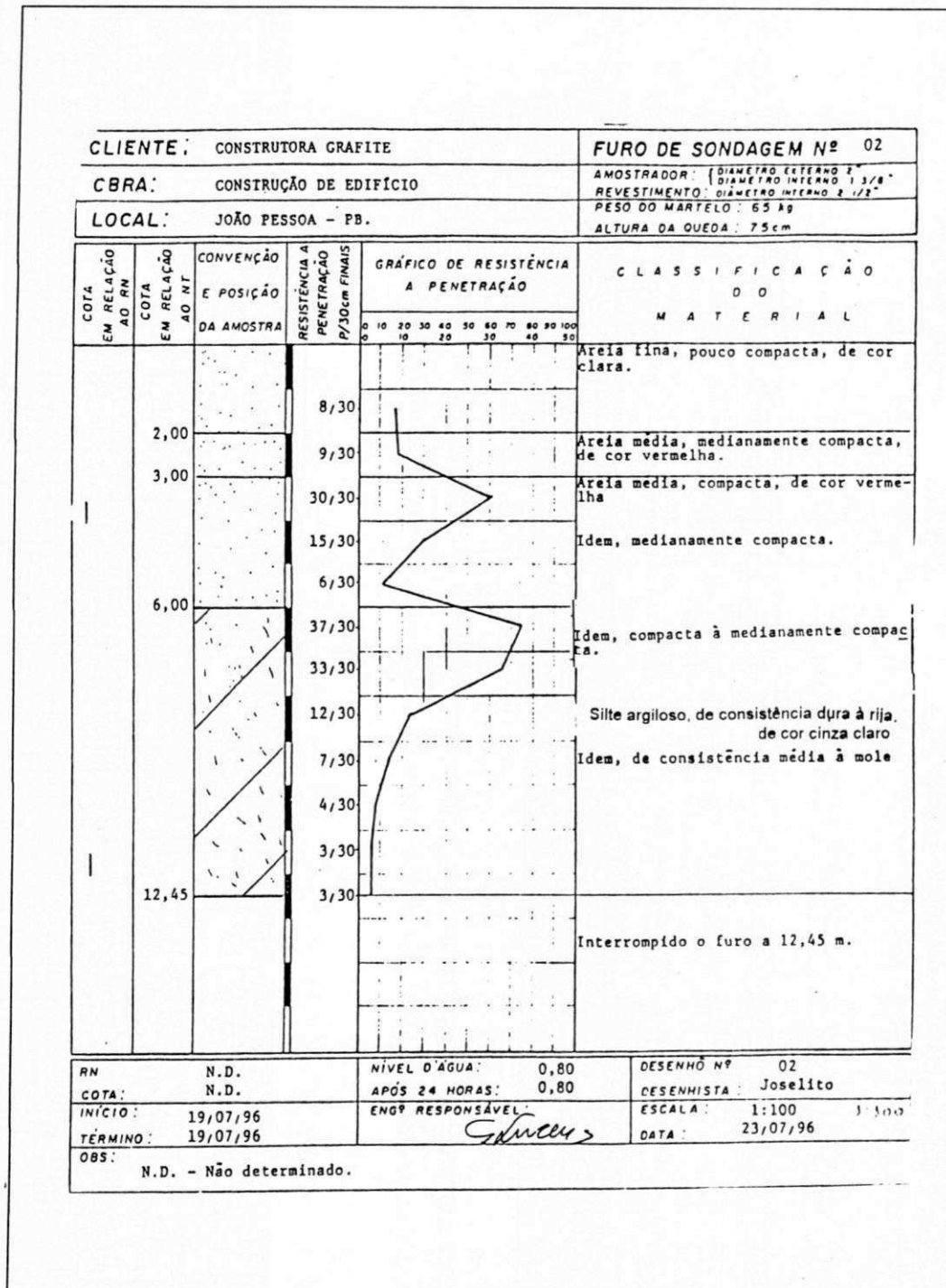


Figura 4.7 - Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

Neste furo, os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento muito parecido com o do furo anterior. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros os valores do N_{SPT} apresentaram valores relativamente baixos e um comportamento ligeiramente crescente, cujos valores variaram entre 8 e 9 golpes/30 cm. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros o N_{SPT} apresentou uma significativa elevação, assumindo o valor de 30 golpes/30 cm. Em seguida, entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, estes valores apresentaram um comportamento acentuadamente decrescente, cujos valores variaram entre 30 golpes/30 cm e 6 golpes/30 cm e entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores do N_{SPT} voltaram se elevar, variando entre 37 golpes/30 cm na cota 6,60 metros e 33 golpes/30 cm, na cota 7,60 metros. Com relação à cota 8,60 metros, o valor do N_{SPT} decresceu para 12 golpes/30 cm.

4.2.2.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emilia”

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e os valores obtidos do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, dos Furos ESPT1 e ESPT2, estão apresentados nas Figuras 4.8 e 4.9. Serão analisados apenas os resultados obtidos nos trechos que podem ser relacionados com o ensaio pressiométrico, ou seja, no intervalo entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

No Furo ESPT1, os estratos são identificados da seguinte forma: no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, fofa à pouco compacta, de cor clara; entre as cotas 4,60 e 5,00 metros, observou-se uma fina camada de areia grossa, de cor clara, seguida, de uma areia argilosa, compacta, de cor cinza, entre as cotas 5,00 e 6,00 metros. Com relação ao trecho entre as cotas 6,00 e 6,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, pouco compacta à fofa, de cor escura.

Neste furo, no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram-se baixos, com um comportamento irregular e valores variando entre 4 golpes/30 cm, na cota 1,60 metros e 8 golpes/30 cm, na cota 4,60 metros. Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores do N_{SPT} elevaram-se bruscamente, assumindo o

significativo valor de 32 golpes/30 cm, na cota 6,60 metros; em seguida, na cota 7,60 metros, este valor voltou a decrescer, de forma acentuada, para 7 golpes/30 cm.

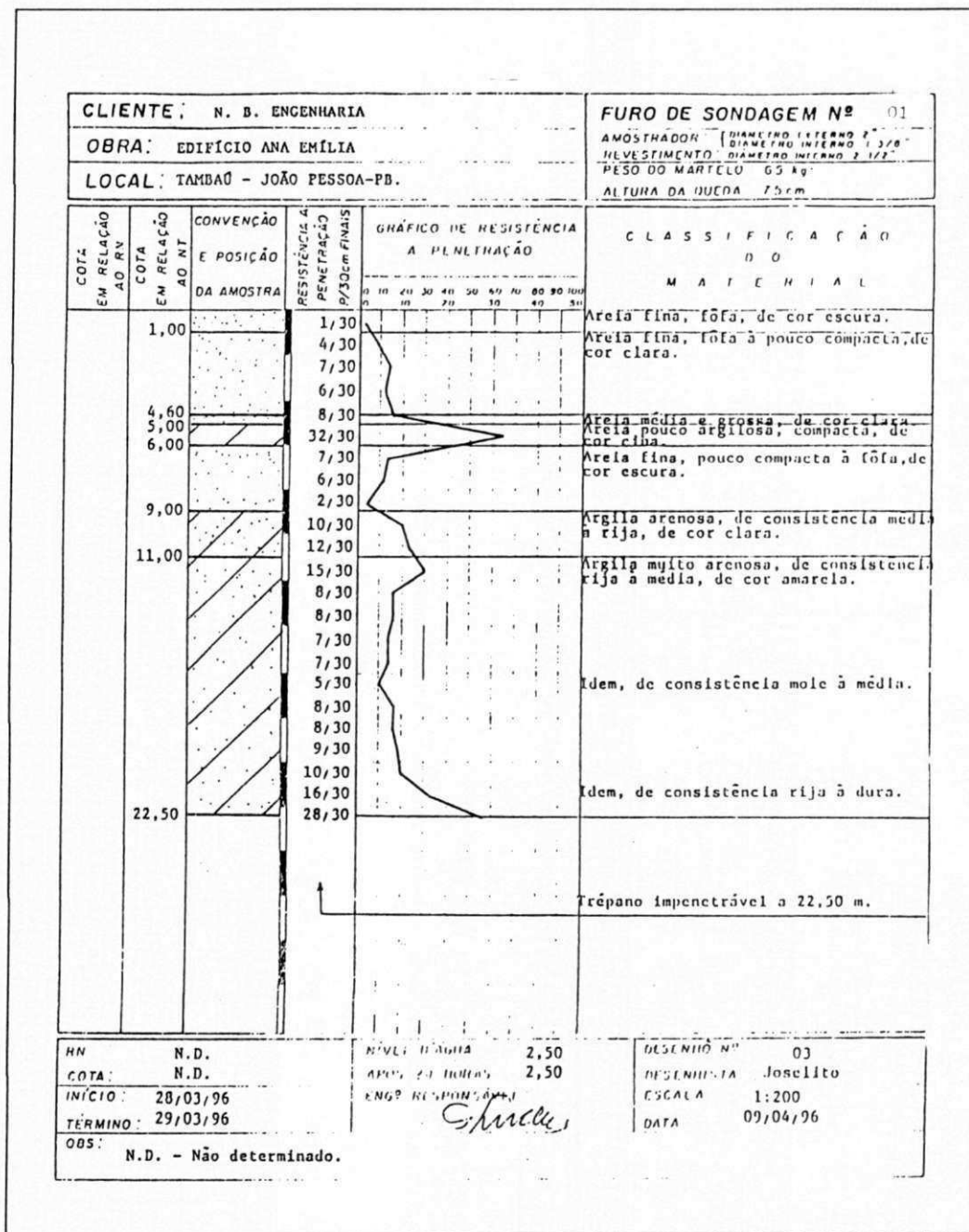


Figura 4.8 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT - N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emília".

No Furo ESPT2, observou-se um comportamento bastante diferenciado do furo anterior, já que o mesmo apresentou-se bem mais estratificado e com tipos de solos

diferenciados do Furo ESPT1. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, fofa à média, de cor clara. No trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo apresentou-se como uma areia média, fofa, de cor escura. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, o solo voltou a se alterar, apresentando-se como uma areia média, pouco compacta à compacta, de cor amarela e entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, observou-se a existência de um novo estrato, o qual foi identificado como sendo constituído por uma areia fina, medianamente compacta, de cor escura.

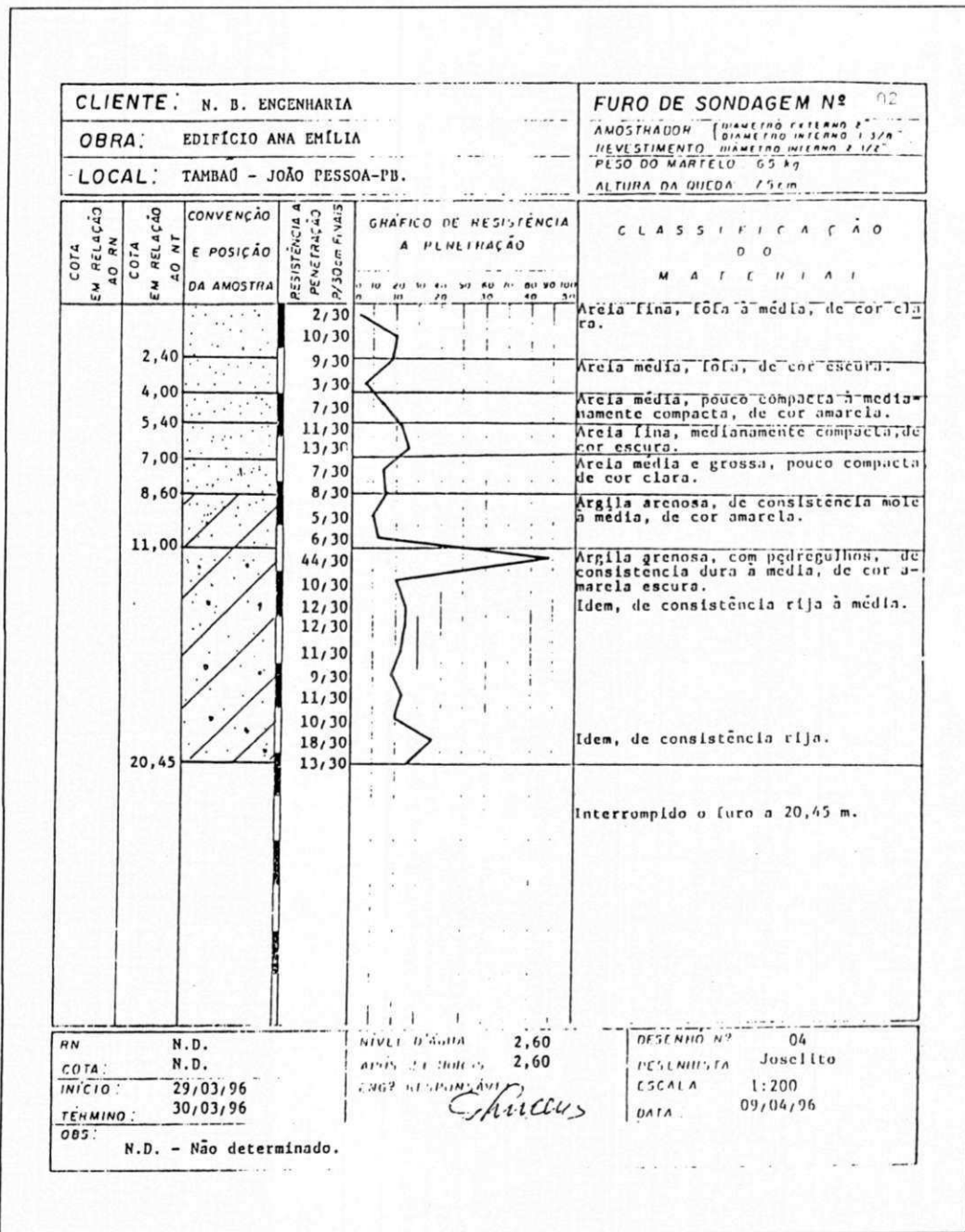


Figura 4.9 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT . N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emilia".

Deste furo, observou-se que os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento decrescente, entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, com seus valores variando entre 10 e 9 golpes/30 cm. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores continuaram a apresentar um comportamento decrescente, chegando a 3 golpes/30 cm. A partir da cota 3,60 metros, os valores do N_{SPT} voltaram a se elevar, de forma crescente, chegando a 13 golpes/30 cm, na cota 6,60 metros.

4.2.2.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e dos valores obtidos do Número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, do Furo ESPT1, estão apresentados na Figura 4.10. Serão levados em consideração, apenas os resultados que puderam ter correlações com o ensaio pressiométrico, neste caso, os valores obtidos no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros.

Da Figura 4.10, observou-se que no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento irregular, que variaram entre 10 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 20 golpes/30 cm, na cota 4,60 metros.

Neste furo, o solo foi identificado, segundo o perfil de sondagem do SPT, como sendo um arenito medianamente compacto à compacto, de cor amarela.

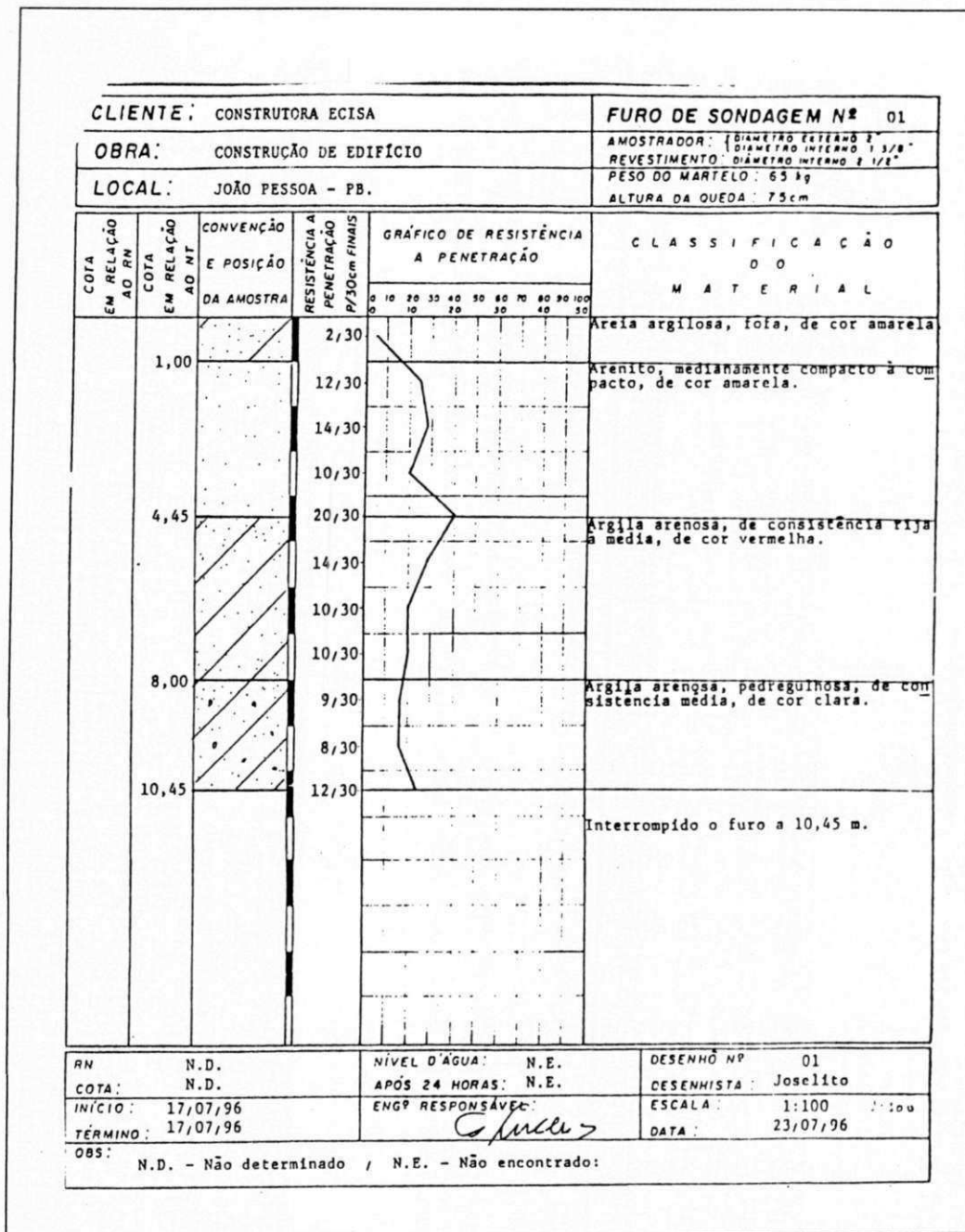


Figura 4.10 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e os valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.2.2.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares"

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e dos valores obtidos do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, dos Furos ESPT1 e ESPT2,

estão apresentados nas Figuras 4.11 e 4.12. Serão levados em consideração apenas os resultados obtidos nos trechos entre as cotas 1,60 e 7,60 metros.

No Furo ESPT1, observou-se que no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram-se com comportamento crescente, variando entre 3 e 10 golpes/30 cm. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o N_{SPT} apresentou um comportamento irregular, cujos valores variaram entre 8 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 18 golpes/30 cm, na cota 4,60 metros. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram-se mais elevados e variaram, de forma crescente, entre 15 e 37 golpes/30 cm.

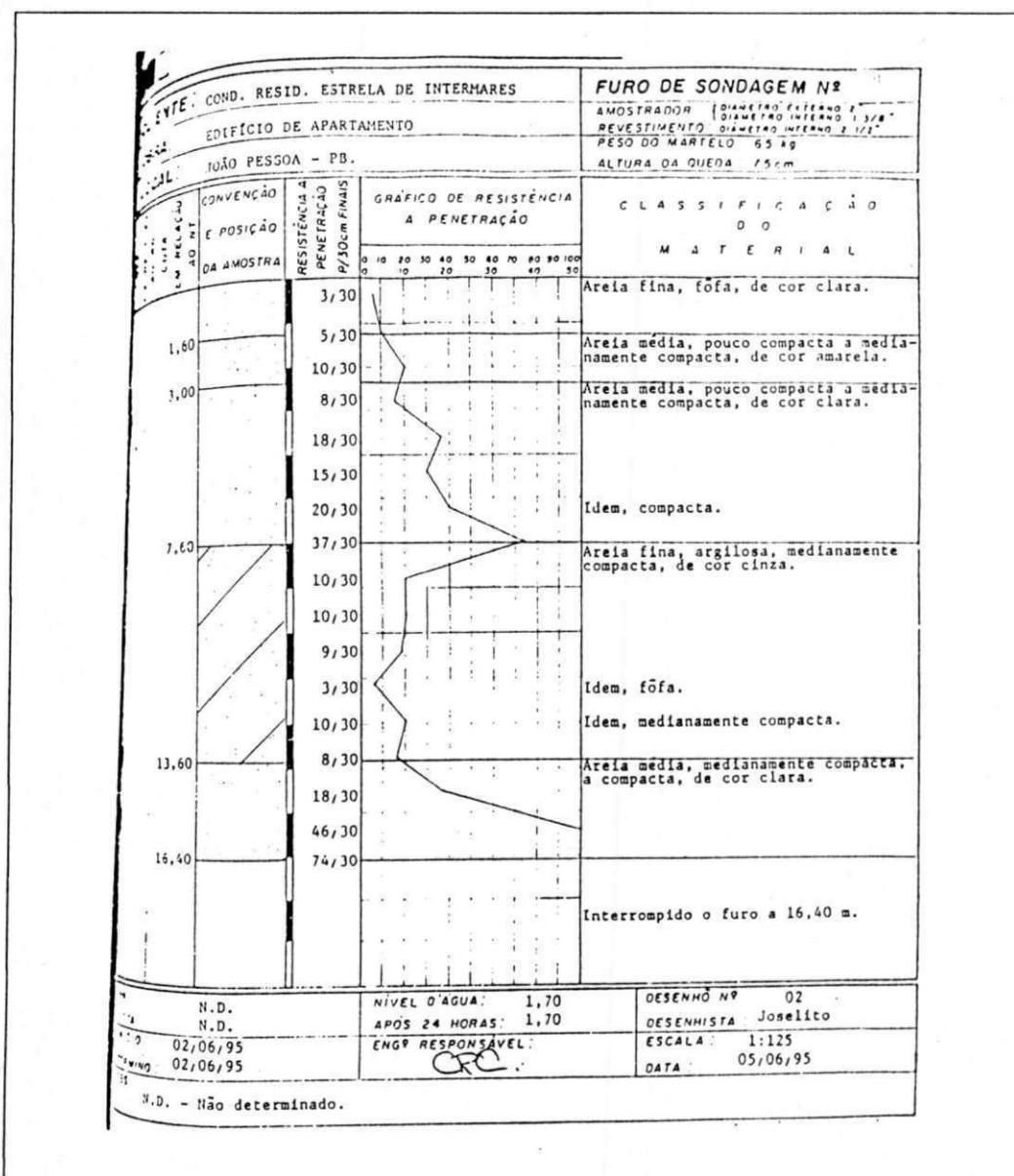


Figura 4.11 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edif. "Estrela de Intermares".

Neste furo, o solo encontrado na cota 1,60 metros, foi identificado como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor amarela. No trecho entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor clara, enquanto que no trecho entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, o solo encontrado foi uma areia média, compacta, de cor clara.

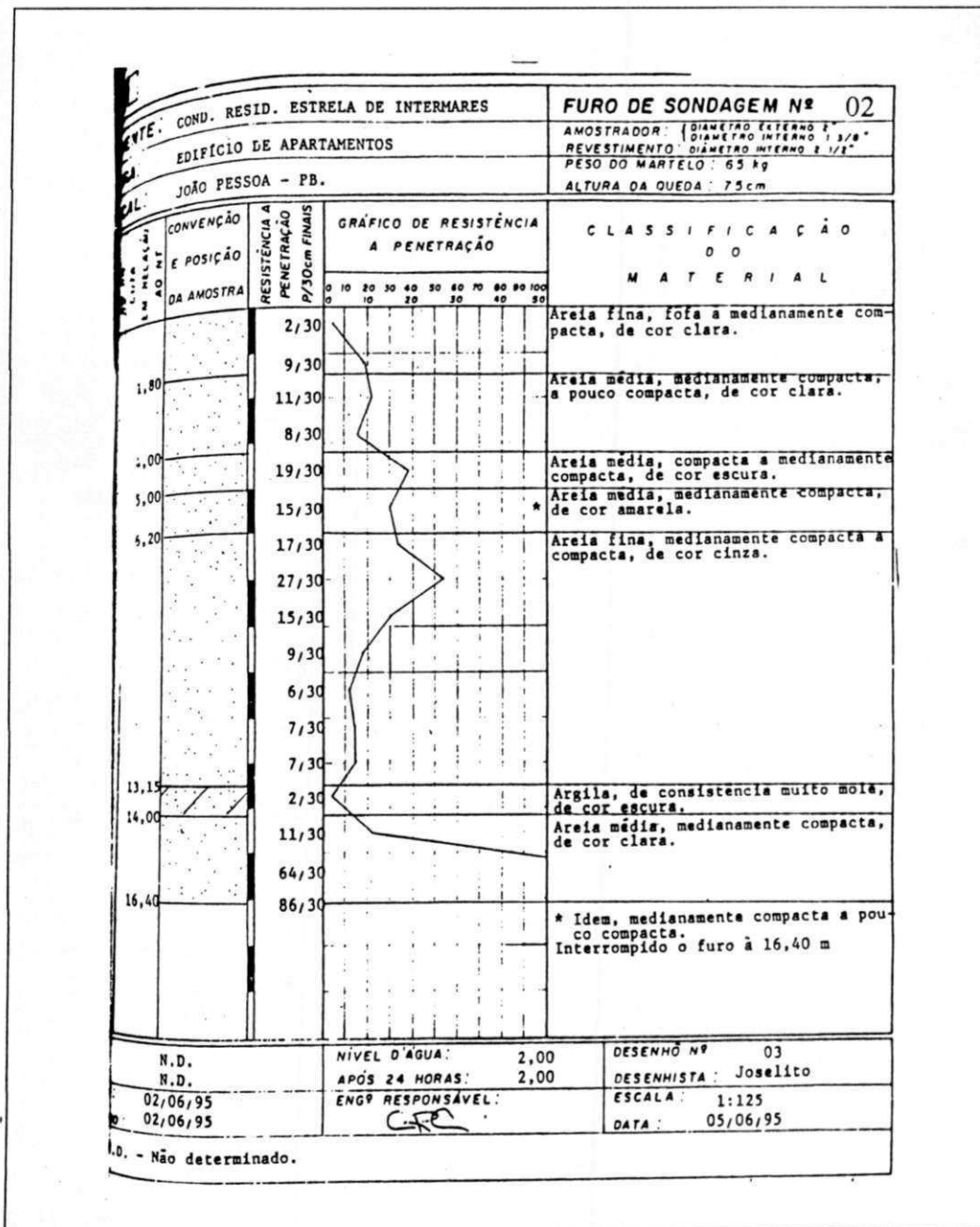


Figura 4.12 - Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT. N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares".

No Furo ESPT2, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, o solo encontrado, foi identificado como sendo uma areia média, medianamente compacta à pouco compacta, de cor clara. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, o solo apresentou-se como sendo uma areia média, compacta à medianamente compacta, de cor escura. Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o solo voltou a alterar-se e foi identificado como sendo uma areia média, medianamente compacta, de cor amarela, enquanto que no trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, observou-se a presença de uma areia fina, medianamente compacta à compacta, de cor cinza.

Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros apresentou valores do N_{SPT} , variando de forma irregular, entre 8 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 11 golpes/30 cm, na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, o valor do N_{SPT} se elevou para 19 golpes/30 cm, enquanto que entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o N_{SPT} reduziu-se para 15 golpes/30 cm. No trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a se elevar e variaram de forma crescente entre 17 e 27 golpes/30 cm.

4.2.2.2 - Módulo de Deformação do SPT (E_{SPT})

Os valores do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), foram obtidos através das correlações sugeridas por DÉCOURT (1989) e HACHICH (1996); ou seja, no primeiro caso, a correlação $E_{SPT} = 3.000 \cdot N_{SPT}$ (kPa), aplica-se a qualquer tipo de solo, considerando-se o caso de uma fundação circular, rígida e com um nível de recalque inferior a 1 %. No segundo caso, a correlação $E_{SPT} = 3.500 \cdot N_{SPT}$ (kPa), refere-se a solos arenosos, submetidos a uma fundação quadrada, rígida, com um nível de recalque inferior a 1 %.

Em areias puras, segundo DÉCOURT (1989), os valores do módulo de deformação obtidos do ensaio SPT (E_{SPT}) são, cerca de, três vezes maiorES do que o módulo de deformação do ensaio pressiométrico (E_0).

4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT2 e ESPT3, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.13.

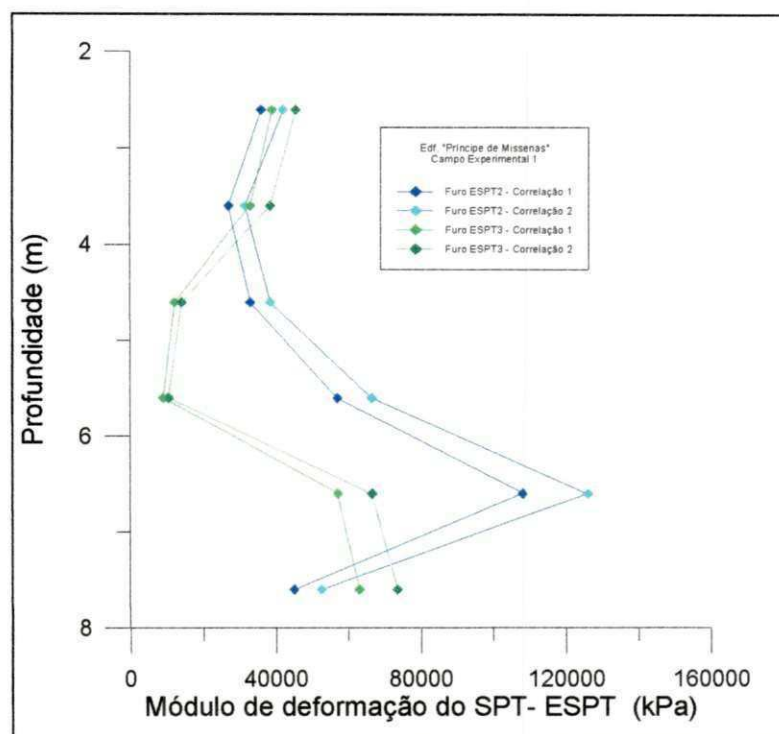


Figura 4.13 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Da Figura 4.15, observa-se que as proporcionalidades fixadas nas expressões das correlações 1 e 2, garantem a repetibilidade dos resultados do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

No Furo ESPT2, o trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, apresenta valores de E_{SPT} aparentando um comportamento irregular, contudo entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores apresentaram-se decrescentes, enquanto que entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, estes valores apresentaram-se crescentes. Neste trecho, os valores do E_{SPT} , obtidos através da correlação 1, apresenta valores variando entre 27.000 e 57.000 kPa, enquanto que pela correlação 2, estes valores variam entre 31.500 e 66.500 kPa.

Com relação ao trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil do E_{SPT} apresenta valores máximos, na cota 6,60 metros e que, em seguida, decrescem acentuadamente na cota 7,60 metros. Estes valores variam entre 108.000 e 45.000 kPa, pela correlação 1 e entre 126.000 e 52.500 kPa, pela correlação 2.

No Furo ESPT3, o trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 6,60 metros, apresenta dois estratos com comportamentos distintos; Entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} apresentaram um comportamento decrescente, enquanto que entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, estes valores apresentaram-se crescentes e na cota 7,60 metros, foram obtidos os valores máximos para o E_{SPT} , neste furo.

No trecho entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} , obtidos através da correlação 1, variaram entre 39.000 e 9.000 kPa, enquanto que os obtidos através da correlação 2, variaram entre 45.500 e 10.500 kPa. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, a correlação 1 apresentou resultados do E_{SPT} variando entre 9.000 e 63.00 kPa e pela correlação 2, estes valores variaram entre 10.500 e 73.500 kPa.

4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT1 e ESPT2, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.14. Neste campo experimental, os valores apresentados são os ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 8,60 metros.

No Furo ESPT1, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do módulo de deformação do ensaio SPT, E_{SPT} , apresentaram um comportamento crescente; entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, este comportamento também mostrou-se crescente e, a partir da cota 3,60 metros, até a cota 5,60 metros, observou-se um comportamento acentuadamente decrescente. Em seguida, entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores voltaram a se elevar e, por fim, na cota 8,60 metros, este valor voltou a decrescer.

Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} variando entre 18.000 e 24.000 kPa, utilizando-se a correlação 1, e 21.000 e 28.000 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o E_{SPT} apresentou-se variando entre 24.000 e 66.000 kPa, para a correlação 1 e 28.000 e 77.000 kPa, para a correlação 2. Em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 7,60 metros, o E_{SPT} variou entre 9.000 e 26.000 kPa, para a correlação 1 e entre 10.500 e 39.000 kPa, levando-se em consideração a correlação 2 e na cota 8,60 metros, estes valores foram 54.000 e 63.000 kPa respectivamente.

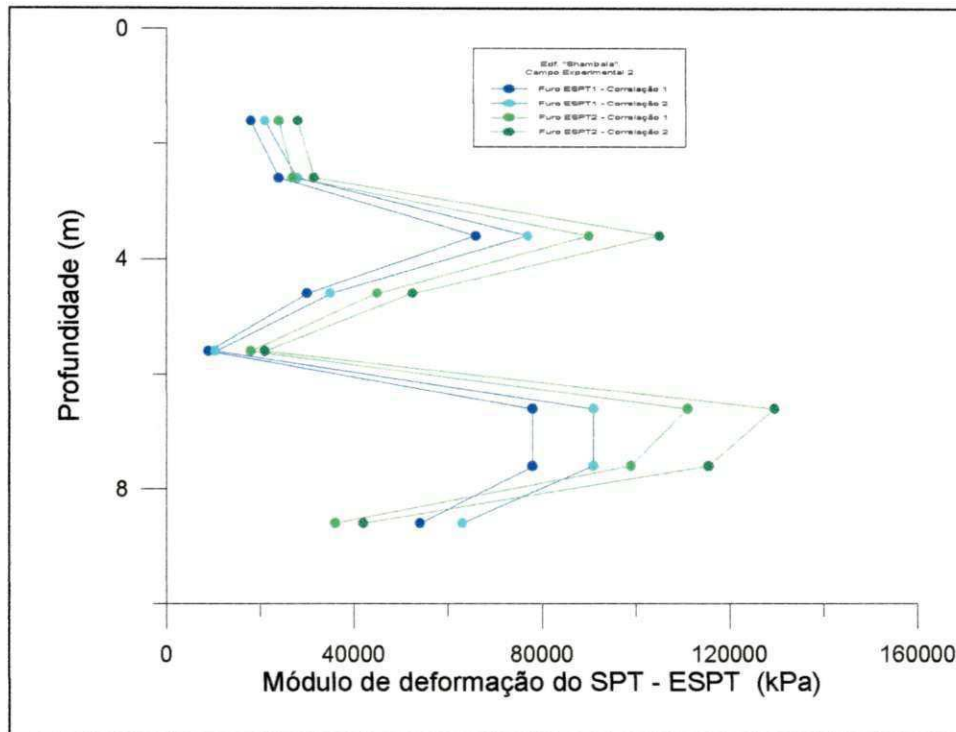


Figura 4.14 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

No Furo ESPT2, os valores do E_{SPT} também apresentaram um comportamento muito parecido com os do furo anterior. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, estes valores apresentaram um comportamento ligeiramente crescente. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, observou-se uma significativa elevação e, em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} apresentaram um comportamento acentuadamente decrescente, enquanto que entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram se elevar, e por fim, na cota 8,60 metros, foi observado um decréscimo neste valor.

No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do E_{SPT} variam entre 24.000 e 27.000 kPa, para a correlação 1 e 28.000 e 31.500 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores variam entre 27.000 e 90.000 kPa, para a correlação 1 e 31.500 e 105.000 kPa para a correlação 2. Com relação ao trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, E_{SPT} varia entre 18.000 e 90.000 kPa, para correlação 1 e 27.000 e 105.000 kPa para a correlação 2, enquanto que entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, variam entre 115.500 e 111.000 kPa, usando a correlação 1 e 27.000 e 129.500 kPa para a correlação 2, e na cota 8,60 metros, estes valores são respectivamente, 36.000 e 42.000 kPa.

4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT1 e ESPT2, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.15. Neste campo experimental, os valores apresentados são os dos ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

Da Figura 4.15, observa-se claramente as diferenças entre os furos ensaiados.

No Furo ESPT1, no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, observou-se que os valores do E_{SPT} não apresentaram um comportamento bem definido; entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, estes valores elevaram-se significativamente e de forma brusca, enquanto que na cota 6,60 metros, este parâmetro apresentou uma significativa redução.

Neste furo, o primeiro trecho, entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} , variando entre 12.000 e 24.000 kPa, para a correlação 1 e entre 14.000 e 28.000 kPa, para a correlação 2. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} variaram entre 24.000 e 66.000 kPa, para a correlação 1 e 28.000 e 82.000 kPa, para a correlação 2; enquanto que na cota 6,60 metros, os valores foram respectivamente 21.000 e 24.500 kPa.

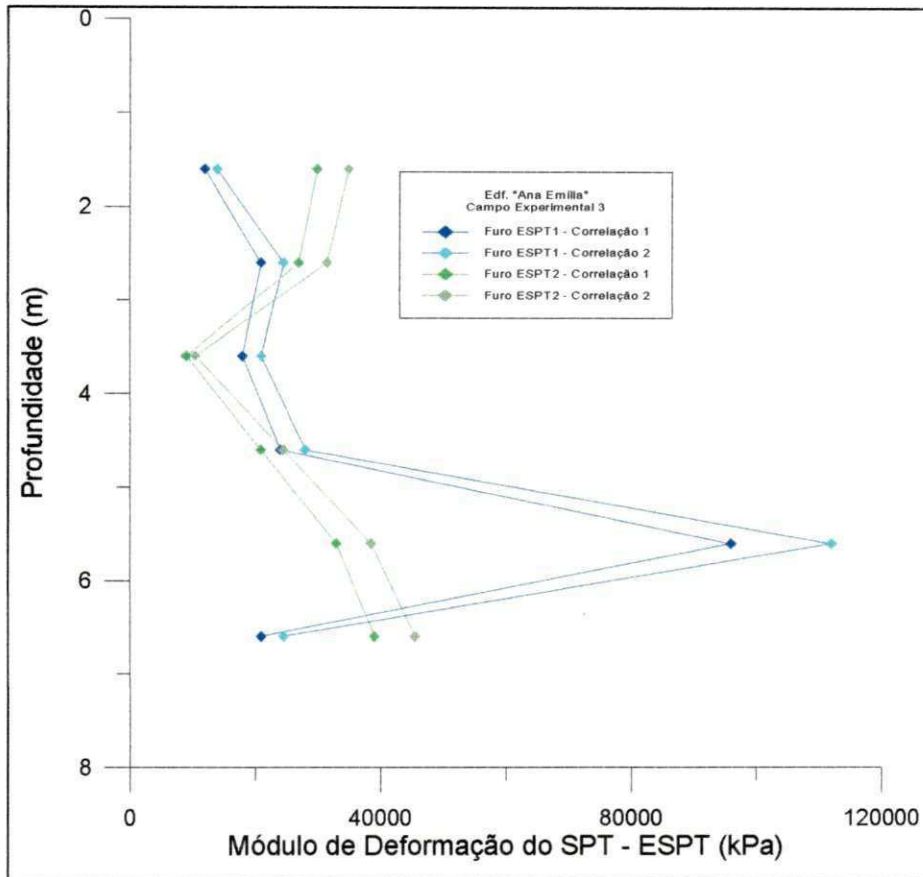


Figura 4.15 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emília".

Do Furo ESPT2, pode-se observar, que os valores do E_{SPT} apresentaram um comportamento decrescente entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o qual também manteve-se, no trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros. A partir da cota 3,60 metros, observou-se um comportamento crescente até a cota 6,60 metros.

No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do E_{SPT} variaram entre 27.000 e 30.000 kPa, utilizando-se a correlação 1 e 31.500 e 105.000 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, observou-se que esta variação ficou entre 9.000 e 27.000 kPa, considerando-se a correlação 1 e 10.500 e 31.500 kPa, com a correlação 2, enquanto que no trecho entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, estes valores variaram entre 21.000 e 39.000 kPa, para a correlação 1, e 24.500 e 45.500 kPa, para a correlação 2.

4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , no Furo ESPT1, versus a profundidade, estão apresentados no gráfico da Figura 4.16. Neste campo experimental, os valores apresentados são os dos ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 4,60 metros.

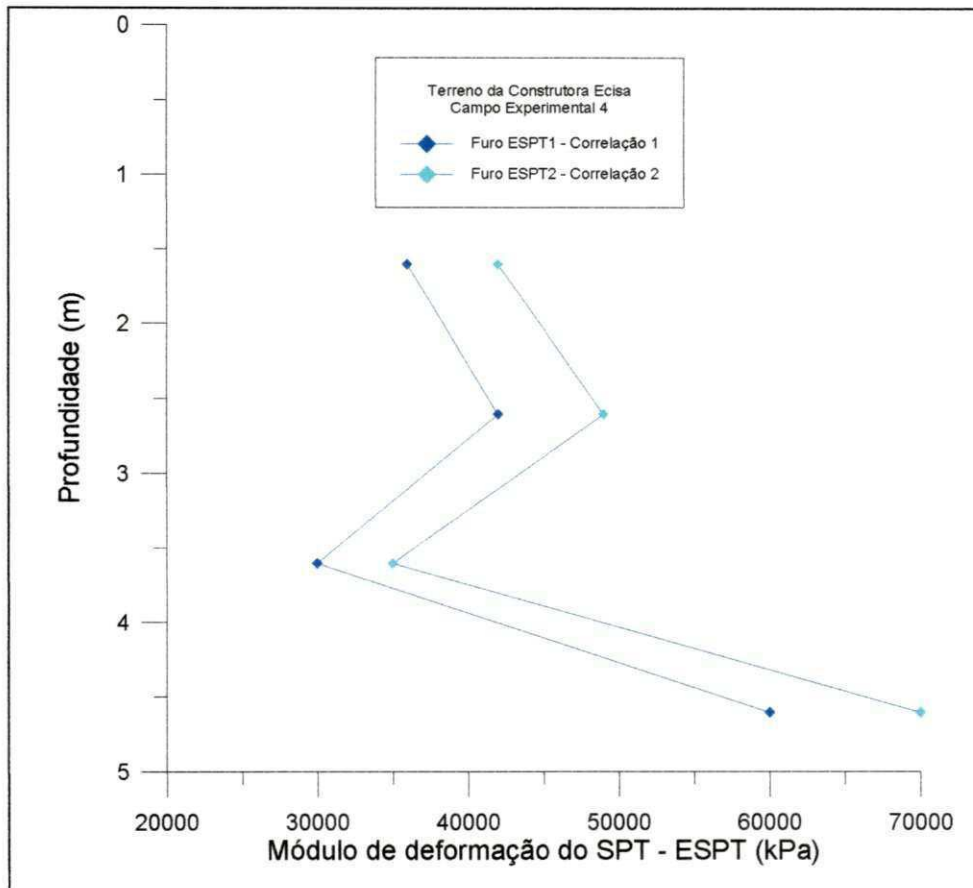


Figura 4.16 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Neste campo experimental, os valores do módulo de deformação obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , não apresentaram um comportamento bem definido e seus valores variaram entre 30.000 e 60.000 kPa, com o uso da correlação 1 e entre 35.000 e 70.000 kPa para a correlação 2.

4.2.3.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT1 e ESPT2, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.17. Neste campo experimental, os valores apresentados são os dos ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

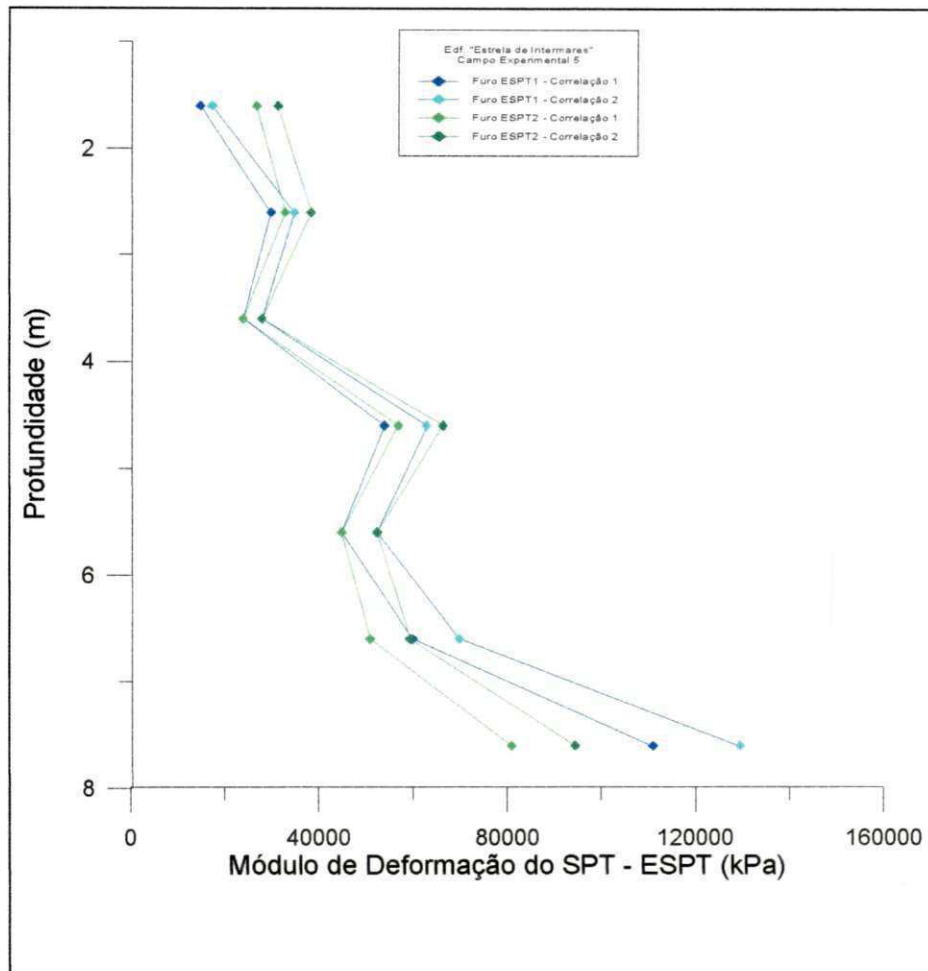


Figura 4.17 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.

No Furo ESPT1, observou-se que no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros os valores do E_{SPT} apresentaram-se com comportamento crescente, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, estes valores não apresentaram um comportamento bem definido, enquanto que no trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, os valores do E_{SPT} voltam a variar de forma crescente.

Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} variando entre 15.000 e 30.000 kPa, para a correlação 1 e 17.500 e 35.000 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, estes valores variaram entre 24.000 e 54.000 kPa, levando-se em conta a correlação 1 e 28.000 e 63.000 kPa, para a correlação 2. Com relação ao trecho entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, os valores de E_{SPT} variaram entre 45.000 e 111.000 kPa, para a correlação 1 e 52.500 e 129.500 kPa, para a correlação 2.

No Furo ESPT2, o trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} com um comportamento irregular; no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores do E_{SPT} se elevaram e, em seguida, entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, decresceram. No trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a se elevar e apresentaram um comportamento crescente.

Neste furo, no trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de E_{SPT} variaram entre 24.000 e 33.000 kPa para a correlação 1, e entre 28.000 e 38.500 kPa para a correlação 2. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, estes valores variaram entre 24.000 e 57.000 kPa para a correlação 1 e entre 28.000 e 66.500 kPa para a correlação 2. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, estes valores variaram entre 45.000 e 57.000 kPa para a correlação 1 e 52.500 e 66.500 kPa para a correlação 2, enquanto que entre as cotas 5,60 e 7,60 metros foram obtidos valores do E_{SPT} variando entre 45.000 e 81.000 kPa para a correlação 1, e 52.500 e 94.500 kPa para a correlação 2.

4.2.3 - Parâmetros Obtidos do Ensaio Pressiométrico.

Através do ensaio pressiométrico, vários parâmetros do solo foram obtidos, para cada campo experimental analisado. Dentre esses parâmetros, podem ser destacados: o módulo pressiométrico (E_0), o módulo de elasticidade transversal (G), a pressão limite (P_L), a pressão limite efetiva (P_L'), a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), a pressão limite efetiva (P_f), além das relações E_0/P_L e E_0/P_L' .

De uma forma geral o comportamento de tais parâmetros, nos campos experimentais analisados, apresentou-se de forma bastante satisfatória quando comparados com os valores de referência obtidos e sugeridos por diversos autores (BRIAUD, 1992, CLARKE, 1995, MÉNARD, 1975 e outros); alguns destes parâmetros também apresentaram boa concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT.

4.2.3.1 - Módulo Pressiométrico Inicial (E_0)

O módulo pressiométrico inicial, E_0 , nos campos experimentais analisados, apresentou, de uma forma geral, resultados dentro dos valores esperados e uma boa concordância com os valores dos parâmetros obtidos do ensaio SPT.

Os valores do E_0 foram obtidos do trecho linear da curva pressiométrica corrigida, através da expressão 2.39.

4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo E_0 , nos Furos EPF1, EPF2 e EPF3 versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.18. Os valores de E_0 foram obtidos no intervalo compreendido entre as cotas 1,00 e 7,60 metros, sendo que, por razões já citadas, no Furo EPF1, os ensaios foram executados entre as cotas 1,00 e 2,00 metros, enquanto que nos Furos EPF2 e EPF3 os ensaios variaram entre as cotas 2,60 e 7,60 metros.

No Furo EPF1, conforme citado anteriormente, foram executados apenas dois ensaios pressiométricos, uma vez que estes ensaios não puderam, em função da sua localização, ser relacionados diretamente com nenhum furo de sondagem executado no terreno (Figura 3.2). Além disso, estes foram os primeiros ensaios a serem realizados, nesta campanha de ensaios.

O reduzido número de ensaios no Furo EPF1 não permite que seja feita uma avaliação mais criteriosa do comportamento do módulo pressiométrico com a profundidade.

Na Figura 4.18 observa-se que o módulo pressiométrico E_0 apresentou o valor de 4.938,83 kPa, para a cota 1,0 metro e 5.122,05 kPa para a cota 2,0 metros. Esses valores obtidos são relativamente mais altos que os valores esperados.

No Furo EPF2 foram executados seis ensaios pressiométricos no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 7,60 metros. Os resultados obtidos, levando-se em consideração apenas o comportamento dos valores de E_0 , indicaram que o solo apresentou dois estratos distintos; o primeiro compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros e o segundo, compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros.

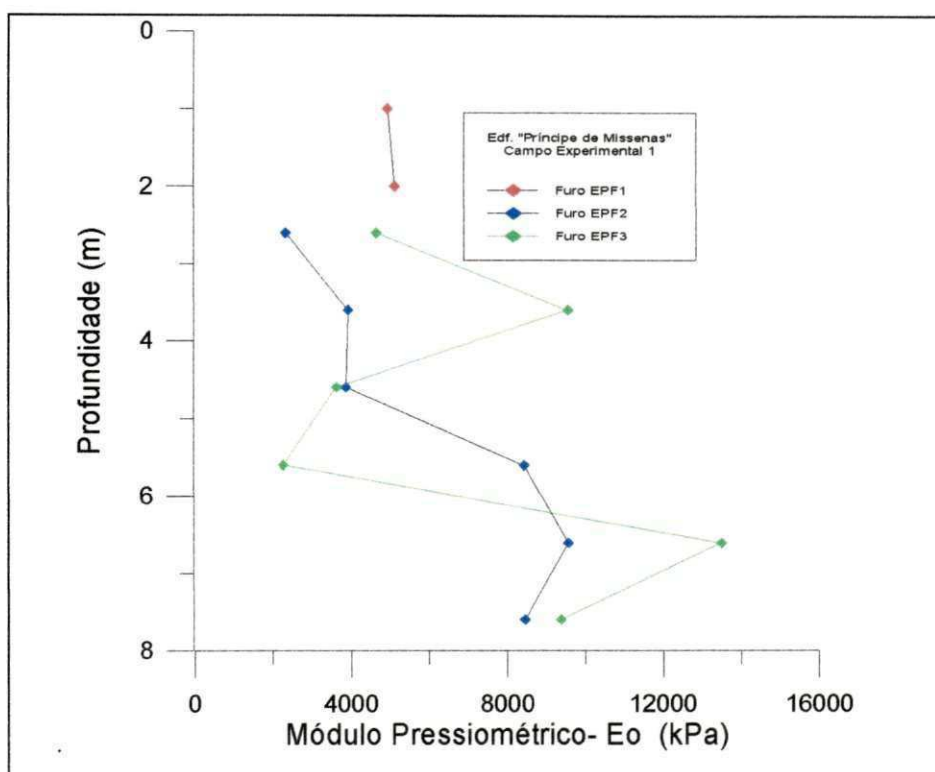


Figura 4.18 - Valores do módulo pressiométrico inicial, E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

No trecho do Furo EPF2 compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores de E_0 apresentaram um comportamento irregular, variando entre 2.331,72 kPa, na cota 2,60 metros e 3.922,8 kPa na cota 3,60 metros. Observou-se, neste trecho, que os valores de E_0 apresentaram-se relativamente baixos; contudo, possuem uma discreta concordância com o perfil de sondagem do SPT mostrado na Figura 4.4. Este comportamento pode ser o indicativo de que os valores de E_0 sofreram influência das alterações causadas pelo corte do terreno, conforme citado anteriormente,

principalmente na cota 2,60 metros. Levando-se em consideração os valores referenciais encontrados na literatura pressiométrica, este trecho apresentou as mesmas características, podendo ser, desta forma, o indicativo da presença de um mesmo tipo de solo.

Ainda no Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros apresentou uma brusca mudança nos valores de E_0 , os quais são bem mais elevados que os valores do trecho anterior. Além disso, os valores de E_0 nas cotas 5,60 e 7,60 metros apresentaram um comportamento irregular e razoavelmente concordante com os valores do N_{SPT} e do E_{SPT} . Neste trecho, os valores do E_0 variaram entre 8.431,2 kPa na cota 5,60 metros e 9.572,72 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, E_0 assume o valor de 8.450 kPa. A brusca elevação observada nos valores de E_0 , neste trecho, se deve às mudanças das características do tipo de solo encontrado e das suas condições de compacidade.

No Furo EPF3 também foram realizados 06 ensaios pressiométricos e, da mesma forma que no Furo EPF2, estes foram executados entre as cotas 2,60 e 7,60 metros. Neste furo, levando-se em consideração os valores do E_0 , observou-se a existência de três estratos distintos; o primeiro compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o segundo entre as cotas 4,60 e 5,60 metros e o terceiro entre as cotas 6,60 e 7,60 metros.

De uma forma geral, os valores de E_0 , no furo EPF3, apresentaram uma boa concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os seus valores variaram entre 4.652,30 kPa, na cota 2,60 metros e 9.564,30 kPa, na cota 3,60 metros. Neste trecho, o comportamento de E_0 apresentou-se um pouco discrepante com relação ao comportamento dos parâmetros do SPT, principalmente na cota 2,60 metros; este fato, contudo, pode ser mais uma evidência das alterações causadas no terreno, conforme citado no Item 4.2.1, ou mesmo, das perturbações causadas no furo, durante a realização do ensaio, nesta cota, já que o módulo pressiométrico E_0 é bastante sensível às perturbações no solo. A partir da cota 3,60 metros, observou-se um decréscimo linear nos valores de E_0 até a cota 5,60 metros, com estes variando entre 9.564,30 kPa e 2.259,78 kPa na cota 5,60 metros.

Neste trecho, o comportamento dos valores do E_{SPT} apresentou-se bastante concordante com o dos parâmetros do SPT.

A partir da cota 5,60 metros, os valores do E_0 apresentaram-se bem mais elevados, com valores variando entre 13.499,20 kPa, na cota 6,60 metros e 9.380,20 kPa, na cota 7,60 metros. Esta elevação, também observada no perfil de sondagem da Figura 4.5, não apresentou a proporcionalidade esperada.

Dos resultados obtidos para o módulo pressiométrico, E_0 , nos furos realizados neste campo experimental, observou-se que houve uma concordância relativamente boa e, em alguns trechos, uma certa relação de proporcionalidade entre os valores do E_0 e os do número de golpes do SPT (N_{SPT}) e do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo, E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.19. Os valores de E_0 foram obtidos dentro do intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 8,60 metros.

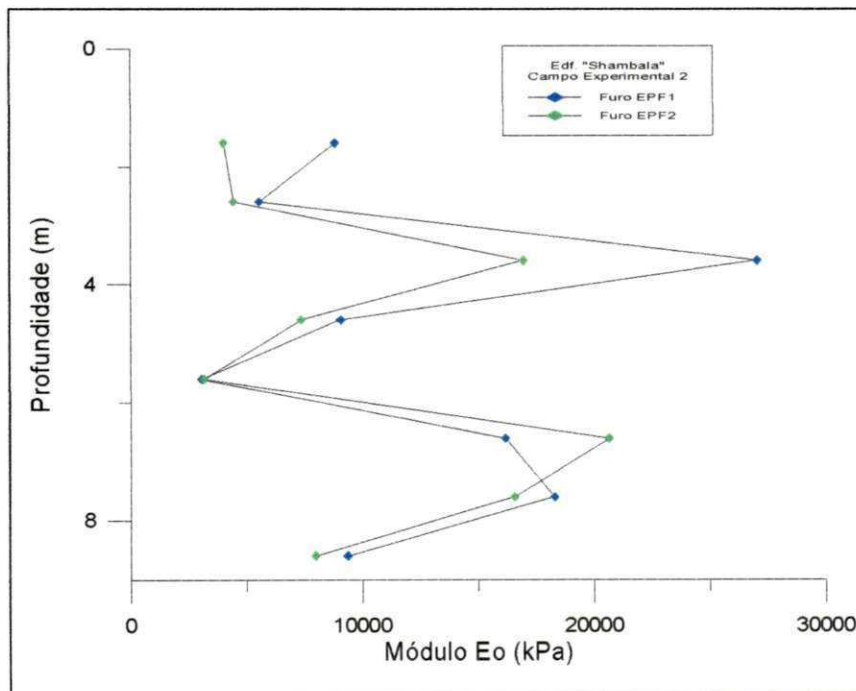


Figura 4.19 - Valores do módulo pressiométrico Inicial (E_0) versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

De uma maneira geral, observou-se que os resultados obtidos para o módulo pressiométrico, E_0 , no Furo EPF1, apresentaram uma boa concordância com os valores de N_{SPT} , E_{SPT} e com o seu perfil de sondagem, tendo um comportamento praticamente similar a estes parâmetros. Constatou-se também, que a profundidade, aparentemente, não teve influência significativa sobre os resultados, tendo inclusive, em alguns trechos, comportamentos opostos.

No Furo EPF1 foram executados oito ensaios pressiométricos entre as cotas 1,60 e 8,60 metros. Dos resultados obtidos do ensaio SPT (Figura 4.6), constatou-se, em função do tipo e do estado de compacidade do solo, que existem praticamente, cinco estratos distintos: o primeiro estrato está delimitado pelas cotas 1,60 e 2,60 metros, o segundo entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o terceiro entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o quarto entre as cotas 6,60 e 7,60 metros e o último a partir de 7,60 metros.

No primeiro estrato, os valores de E_0 variaram entre 8.827,24 na cota 1,60 metros e 5.535,18 kPa, na cota 2,60 metros. Na cota 1,60 metros, o valor de E_0 mostrou-se mais elevado do que o valor estimado. Este fato, pode ser a evidência de que, nesta cota, o ensaio não tenha sido bem executado ou de que tenha ocorrido uma relevante perturbação durante o processo de perfuração, ou mesmo, na hora da execução do ensaio, uma vez que as perturbações são mais frequentes nos primeiros ensaios, quando o furo está começando a ser executado. No segundo estrato, os valores de E_0 apresentaram-se variando entre 5.535,18 kPa na cota 2,60 metros e 27.019,35 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro estrato, os valores de E_0 apresentaram-se mais baixos que os do trecho anterior e um comportamento aproximadamente linear e decrescente, cujos valores variaram entre 9.063,35 kPa na cota de 4,60 metros, chegando até 3.057,18 kPa na cota 5,60 metros. No quarto estrato, os valores de E_0 apresentaram-se com um comportamento aparentemente linear e crescente, variando entre 16.155,81 kPa na cota 6,60 metros e 18.262,01 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato E_0 sofreu uma redução significativa, assumindo o valor de 9.343,24 kPa na cota 8,60 metros.

No Furo EPF2, também foram executados oito ensaios pressiométricos, entre as cotas 1,60 e 8,60 metros. De posse dos resultados e do perfil de sondagem do SPT (Figura 4.7) e, da mesma forma que o furo EPF1, observou-se a existência de cinco

estratos distintos: o primeiro, delimitado pelas cotas 1,60 e 2,60 metros; o segundo, entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o terceiro, entre cotas 4,60 e 5,60 metros, o quarto entre, 6,60 e 7,60 metros, e o último, iniciando na cota 7,60 metros.

Neste furo, observou-se que os resultados obtidos apresentaram uma excelente repetibilidade com relação ao comportamento dos parâmetros obtidos do ensaio SPT, constatando-se apenas uma sutil discrepância na cota 7,60 metros, contudo este valor enquadrou-se, de forma adequada, dentro dos valores estimados.

No primeiro trecho (1,60 a 2,60 metros), os valores de E_0 apresentaram-se baixos e crescentes variando entre 4.017,6 kPa e 4.438,80 kPa. No segundo trecho (2,60 a 3,60 metros), os valores de E_0 foram bem mais elevados que o trecho anterior, também com comportamento crescente, variaram entre 4.438,80 e 16.946,60 kPa. A brusca elevação no valor de E_0 evidencia a mudança no estado de compacidade e no tipo de solo encontrado. No terceiro trecho (4,60 a 5,60 metros), os valores de E_0 tiveram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, assumindo valores de 7.356,3 kPa na cota 4,60 metros até 3.150,7 kPa na cota 5,60 metros. No quarto trecho (6,60 a 7,60 metros), os valores de E_0 apresentaram-se elevados, com um comportamento linear e decrescente, variando entre 20.635 kPa e 16.543,08 kPa. De modo análogo ao furo anterior, no início do quinto estrato, os valores de E_0 sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 7.963,32 kPa na cota 8,60 metros.

4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo, E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.20. Os valores de E_0 foram obtidos no intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

Neste campo experimental foram executados um total de doze ensaios pressiométricos em dois furos: EPF1 e EPF2, sendo realizados seis ensaios em cada furo.

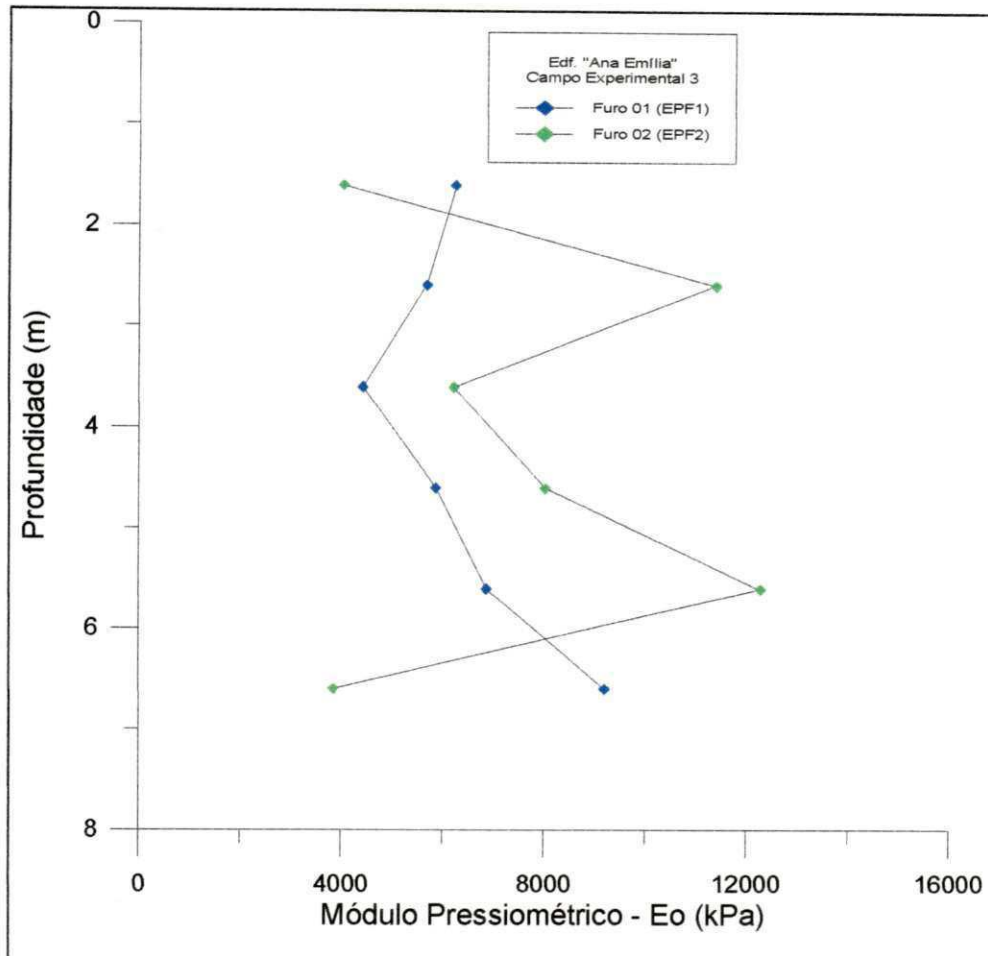


Figura 4.20 - Valores do módulo pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. Ana Emília.

Analisando-se o Furo EPF1, observa-se que o perfil dos valores de E_0 apresentou uma concordância razoavelmente satisfatória com os dos valores do N_{SPT} , E_{SPT} e também com o perfil de sondagem do SPT. Neste furo, a identificação dos estratos através dos valores de E_0 ou de outros parâmetros, não se apresentou bem definida.

Utilizando-se o perfil de sondagem do SPT (Figura 4.10), como recurso auxiliar para a identificação dos estratos neste furo, observou-se que no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de E_0 apresentaram uma linearidade decrescente e variaram entre 6.254,09 kPa na cota 1,60 metros à 4.421,52 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 6,60 metros, E_0 teve um comportamento linear e crescente, variando entre 4.421,52 kPa na cota 3,60 metros e 9.202,62 kPa na cota 6,60 metros.

No Furo EPF2, os valores do módulo pressiométrico, E_0 , apresentaram, em alguns trechos, uma boa concordância com o comportamento dos parâmetros obtidos do ensaio SPT. Contudo, os valores de E_0 , nas cotas 1,60 e 2,60 metros, mostraram-se bem mais elevados do que os valores estimados. Este fato pode ser um indicativo da presença de um outro tipo de solo, encontrado neste trecho, ou mesmo de perturbações excessivas durante a execução do furo, já que o módulo pressiométrico é um parâmetro bastante sensível à perturbações.

Neste furo, entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores variaram irregularmente entre 4.034,80 kPa na cota 1,60 metros e 11.396,12 kPa na cota 2,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores do módulo pressiométrico apresentaram um comportamento crescente, variando entre 6.219,87 kPa e 12.288,30 kPa na cota 5,60 metros. Entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de E_0 decrescem, assumindo o valor de 3.851,40 kPa.

4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo, E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.21. Estes valores foram obtidos dentro do intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 4,60 metros.

No Furo EPF1, deste campo experimental, pode-se observar que o perfil dos valores de E_0 apresenta um comportamento razoavelmente concordante com os perfis dos parâmetros obtidos do ensaio SPT, exceto na cota 3,60 metros. Nesta cota, contudo, não houve indícios de que tenha ocorrido perturbação do furo durante a execução do ensaio. Dessa forma, a distorção observada entre os valores do módulo pressiométrico E_0 e os dos parâmetros obtidos do ensaio SPT, provavelmente sejam decorrentes de estados de compacidade diferenciados entre os Furos EPF1 e ESPT1.

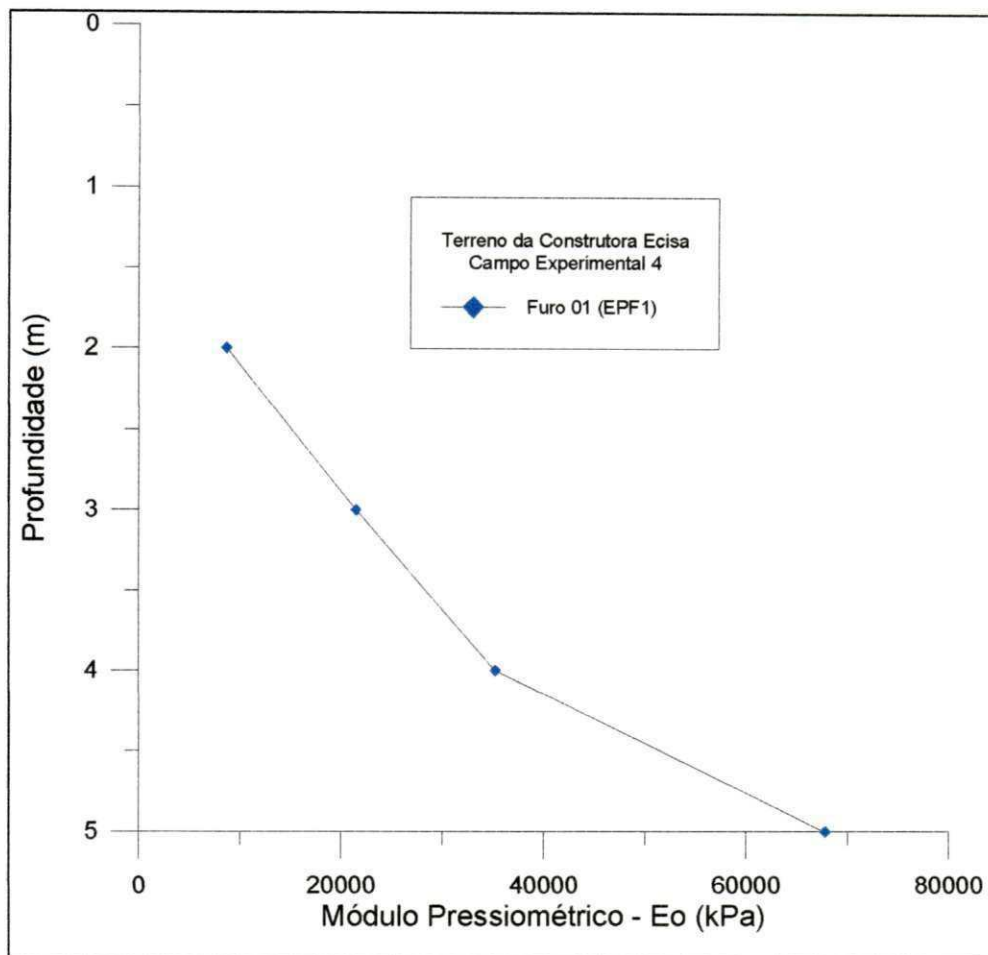


Figura 4.21 - Valores do Módulo Pressiométrico E_0 versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Do perfil formado pelos valores de E_0 observou-se um comportamento linear e crescente com relação a profundidade, com os valores de E_0 apresentando-se bastante elevados e variando entre 8.666,48 kPa e 67.797,48 kPa. Observou-se também, que o valor de E_0 , na cota 4,60 metros, teve um aumento bastante significativo. Esta elevação no valor de E_0 pode ser um indicativo de que o solo apresentou uma mudança no tipo e/ou no seu estado de compactidade.

4.2.3.1.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”

Neste campo experimental, o perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.22. Os valores de E_0 foram obtidos dentro do intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 7,60 metros.

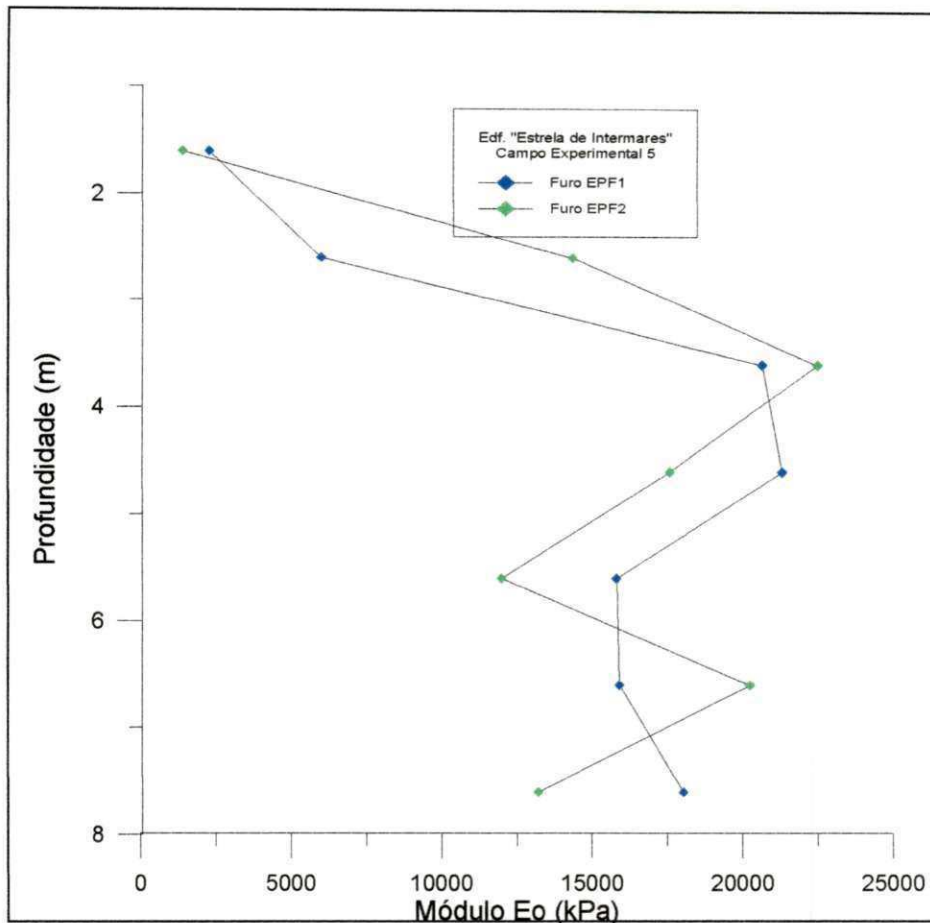


Figura 4.22 - Valores do Módulo Pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.

Neste campo experimental, observou-se que os parâmetros obtidos através do ensaio pressiométrico, apresentaram-se bem mais elevados do que o esperado. Conforme visto no Item 4.2.1, as alterações no estado de compactação, resistência e deformabilidade ocorridas foram bastante significativas e ficaram bastante evidenciadas pelos resultados obtidos. Com relação ao perfil do SPT, os valores de E_0 apresentaram-se bastante discrepantes.

Do Furo EPF1, pode-se observar que o perfil dos valores de E_0 apresenta um comportamento irregular com relação ao número de golpes do SPT e do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}). No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de E_0 variaram de forma crescente entre 2.270,22 e 20.652,40 kPa. Neste trecho observou-se também um considerável aumento do valor de E_0 , na cota 3,60

metros, caracterizando, possivelmente, uma mudança significativa no tipo ou no estado de compactidade do solo encontrado.

No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0 apresentaram um comportamento análogo ao do SPT, com estes valores se apresentando, também bastante elevados e mantidos praticamente no mesmo patamar, variando entre 20.652,39 kPa na cota 3,60 e 21.316,51 kPa na cota de 4,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de E_0 foram reduzidos e ficaram variando entre 15.816,32 kPa na cota 5,60 metros e 15.918 kPa na cota 6,60 metros. Neste trecho houve uma discreta concordância com o comportamento do SPT. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, observou-se um comportamento discretamente crescente, com os valores variando entre 15.918 kPa na cota 6,60 metros e 18.037,64 kPa na cota 7,60 metros.

No Furo EPF2, observou-se que os valores de E_0 também foram bastante elevados, entretanto, na cota 1,60 metros, o valor obtido foi bem inferior ao valor estimado, ficando em torno de 1.395 kPa. Esta distorção foi decorrente da presença de um material siltoso, que substituiu o solo natural (areia fina, fofa à medianamente compacta), o qual foi utilizado como aterro. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o módulo pressiométrico E_0 apresentou-se bastante elevado, com um comportamento linear e crescente, com seus valores variando entre 14.365,65 kPa e 22.487,7 kPa. Ainda neste trecho, observou-se também, através de um exame tátil-visual e de informações obtidas com a equipe de sondagem, que na cota 3,60 metros, o solo encontrado no Furo EPF1 não era o mesmo encontrado no Furo ESPT1.

No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de E_0 foram elevados e apresentaram um comportamento linear e decrescente, com seus valores variando entre 22.487,7 e 12.011,30 kPa. Entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0 não apresentaram uma regularidade bem definida e variaram entre 12.011,30 kPa na cota 5,60 metros e 20.257,30 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, o valor de E_0 foi 13.210,90 kPa.

Neste campo experimental, de uma forma geral, os altos valores obtidos para o módulo pressiométrico, indicam, ao que parece, que as alterações ocorridas no subsolo causaram melhores condições de resistência e de deformabilidade do solo.

4.2.3.2 - Módulo de Elasticidade Transversal (G).

Os valores do módulo de elasticidade transversal ou módulo cisalhante, “G”, em todos os campos experimentais, foram obtidos do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica, através da Expressão 2.38. De uma forma geral, estes valores apresentaram a mesma repetibilidade e comportamento dos gráficos do módulo pressiométrico E_0 .

4.2.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.

Os valores do módulo de elasticidade transversal, G, neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.23.

Deste gráfico, observa-se que, no furo EPF1, os valores de G são 1.856,7 kPa, na cota 1,0 metro e 1.925,66 kPa na cota 2,0 metros.

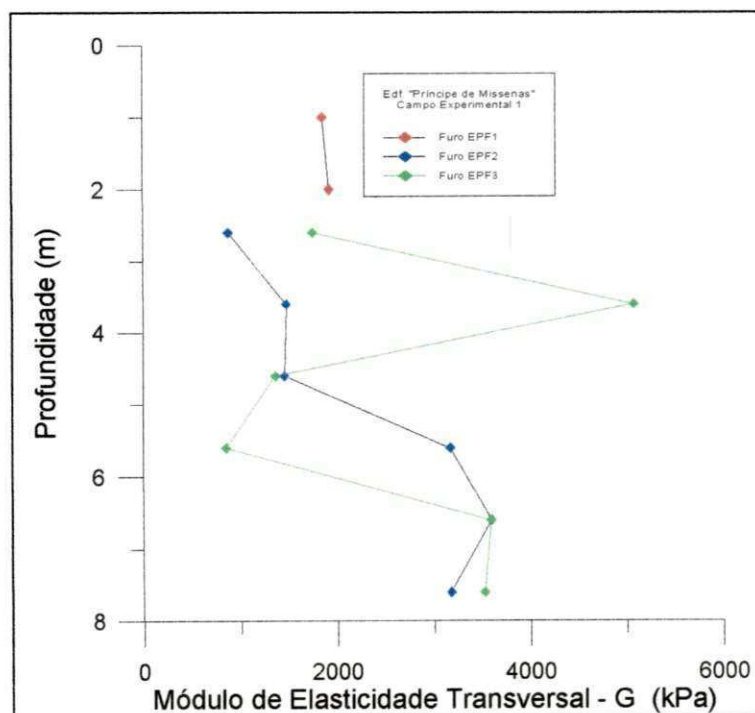


Figura 4.23 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.

No Furo EPF2, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores de G também apresentaram um comportamento irregular, variando entre 876,3 kPa na cota 2,60 metros e 1.474,4 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, a brusca elevação nos valores G também foi significativa e seus valores variaram entre 3.169,6 kPa na cota 5,60 metros e 3.176,70 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, G assume o valor de 3.176,7 kPa.

No Furo EPF3, os valores do módulo de elasticidade transversal G, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, apresentaram-se variando entre 1.748,90 kPa na cota 2,60 metros e 5.074,90 kPa na cota 3,60 metros. Este comportamento também mostrou-se um pouco discrepante com relação ao comportamento dos parâmetros obtidos a partir do SPT. A partir da cota 3,60 metros houve uma elevação no valor de G, seguida de um decréscimo linear até a cota 5,60 metros, com uma variação entre 5.074,90 kPa na cota 3,60 metros e 849,50 kPa na cota 5,60 metros.

A partir da cota 5,60 metros, os valores de G se elevaram e variaram entre 3.595,60 kPa na cota 6,60 metros e 3.526,30 kPa na cota 7,60 metros, o que também foi observado pelo perfil de sondagem da Figura 4.5.

4.2.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.24.

No Furo EPF1, os valores de G, no primeiro estrato, variaram entre 3.318,51 kPa na cota 1,60 metros e 2.080,90 kPa na cota 2,60 metros. No segundo estrato (2,60 a 3,60 metros), os valores de G sofreram uma significativa elevação, chegando a assumir o valor de 10.157,67 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro estrato (3,60 e 5,60 metros), os valores de G apresentaram-se mais reduzidos e com um comportamento linear e decrescente bastante diferenciado, no qual os seus valores variaram entre 10.157,67 kPa na cota de 3,60 e 1.149,34 kPa na cota de 5,60 metros; no quarto estrato (5,60 e 7,60 metros), G apresentou um comportamento, em função da profundidade, crescente e

quase linear, cujos valores variaram entre 1.149,34 kPa na cota 5,60 metros e 6.865,41 kPa na cota de 7,60 metros. No quinto estrato (7,60 e 8,60 metros), os valores de G foram novamente reduzidos, assumindo o valor de 3.512,68 kPa na cota 8,60 metros.

No Furo EPF2, o módulo de elasticidade transversal G, no primeiro estrato, apresentou valores baixos, os quais variaram entre 1.510,15 kPa na cota 1,60 metros e 1.668,40 kPa na cota 2,60 metros. No segundo estrato (2,60 e 3,60 metros), os valores de G sofreram, da mesma forma que o furo anterior, uma significativa elevação, chegando a assumir o valor de 6.370,67 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro estrato (3,60 e 5,60 metros), por sua vez, os valores de G apresentaram-se bem mais reduzidos e com um comportamento linear e decrescente, variando entre 6.370,67 kPa na cota 3,60 metros e 1.184,21 kPa na cota 5,60 metros; no quarto estrato (5,60 e 7,60 metros), G apresentou valores mais elevados e com um comportamento irregular, cujos valores variaram entre 1.148,34 kPa na cota 5,60 metros e 7.757,50 kPa na cota 6,60 metros e 6.219,3 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato (7,60 e 8,60 metros), os valores de G também sofreram uma brusca diminuição, assumindo o valor de 2.993,61 kPa, contudo não se pode fazer uma avaliação mais criteriosa, já que se tem apenas este ensaio, neste estrato.

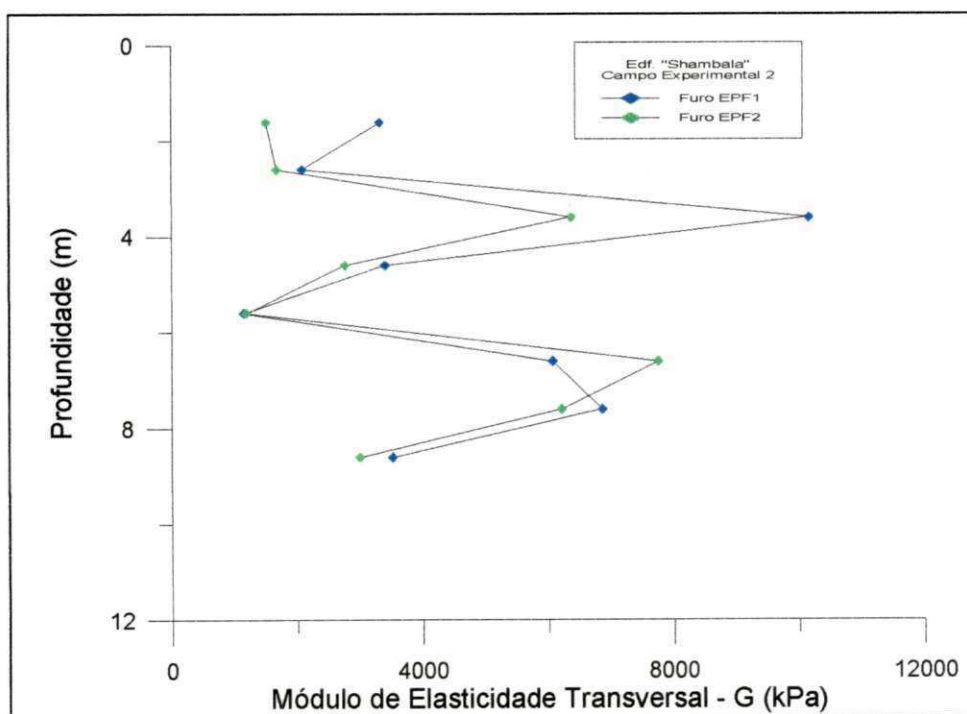


Figura 4.24 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. "Shambala".

4.2.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são mostrados através da Figura 4.25.

Deste gráfico, observa-se que, no Furo EPF1, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de G também se apresentaram sem muita variação e uma linearidade decrescente, cujos valores variaram entre 2.350,80 kPa na cota 1,60 metros e 1.662,22 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, também não foram observadas muitas variações, contudo, os valores de G apresentaram um comportamento linear e crescente, variando entre 1.662,22 kPa na cota 3,60 metros e 2.582,20 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de G apresentaram um aumento mais acentuado, assumindo o valor de 3.459,60 kPa.

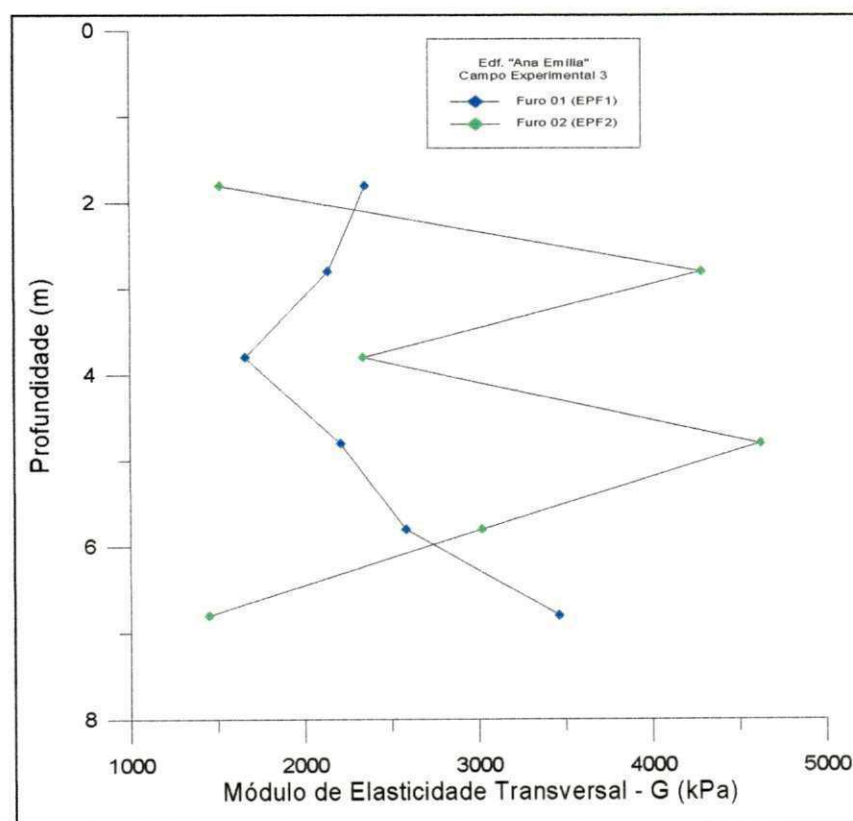


Figura 4.25 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”.

No Furo EPF2, pode-se observar que o perfil dos valores de G também apresentaram discrepâncias, em alguns trechos, se comparados ao comportamento dos parâmetros do SPT. Entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de G variaram, de forma irregular, entre 1.516,84 kPa na cota 1,60 metros e 4.284,26 kPa na cota 2,60 metros. A discrepância observada na cota 2,60 metros, também foi constatada pelos valores de G. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores do módulo cisalhante G, apresentaram um comportamento crescente, variando entre 2.338,31 kPa e 4.619,55 kPa na cota 5,60 metros e entre as cotas 5,60 e 6,60 metros os valores de G decresceram, assumindo o valor de 1.447,90 kPa na cota 6,60 metros.

4.2.3.2.4 - Campo Experimental 4 -Terreno da Construtora ECISA

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são mostrados através na Figura 4.26.

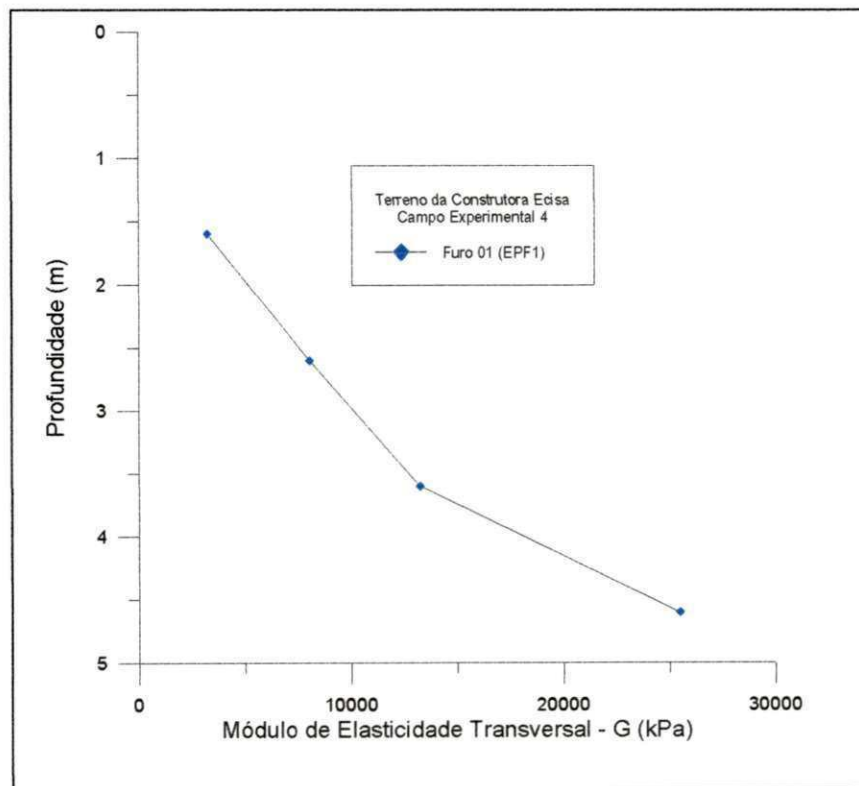


Figura 4.26 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Do Furo EPF1, observou-se que o perfil formado pelos valores de G também tem um comportamento linear e crescente com relação a profundidade, apresentando valores

de G bastante elevados e variando entre 3.258,1 kPa e 25.487,78 kPa. Além disso, o valor de G na cota 4,60 metros também teve um aumento bastante significativo.

4.2.3.2.5 - Campo Experimental 5 -Edifício “Estrela de Intermares”.

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.27.

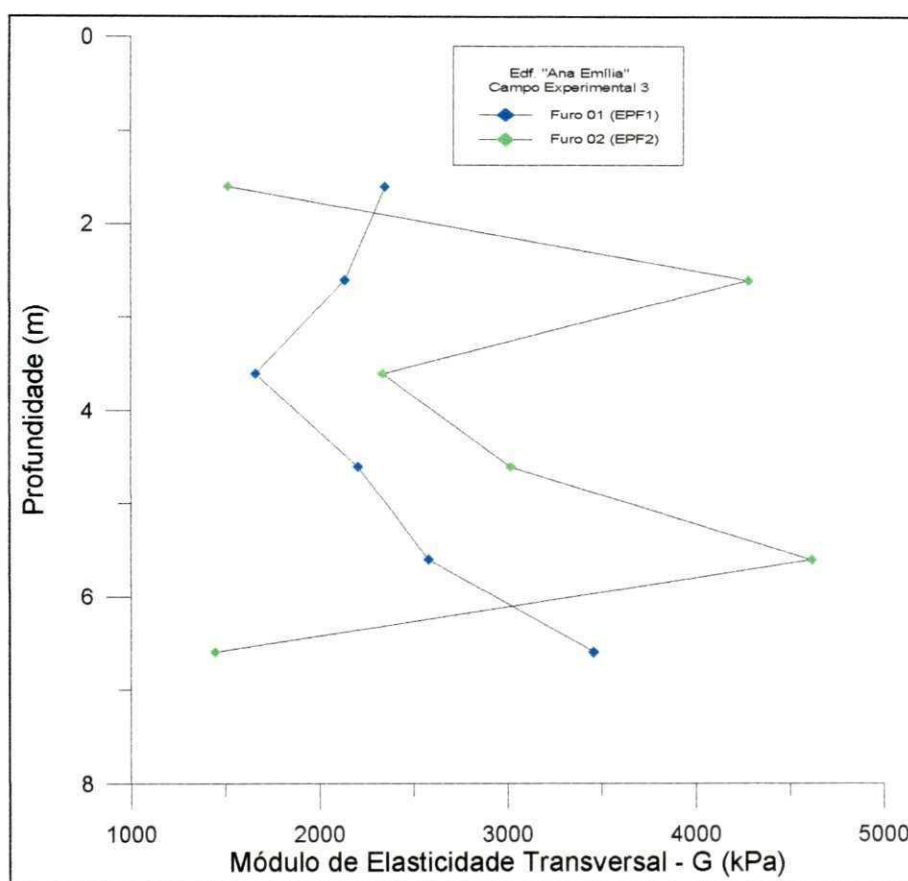


Figura 4.27 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edif. “Estrela de Intermares”.

Deste gráfico, observa-se que, no Furo EPF1, o perfil dos valores de G também apresentaram um comportamento discrepante dos parâmetros obtidos do ensaio SPT. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, estes valores variaram, de forma crescente, entre 856,40 e 7.763,90 kPa, observando-se também que na cota 3,60 metros, ocorreu um considerável aumento. Já no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros os valores de G se mostraram elevados e com um comportamento praticamente

constante, variando entre 7.764,20 kPa na cota 3,60 e 8.013,53 kPa na cota 4,60 metros. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, observou-se uma significativa redução, com os valores de G variando entre 7.764,20 kPa e 5.945,87 kPa. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de G tiveram um comportamento discretamente crescente, já que, entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, estes valores são bastante próximos, e em seguida, teve-se uma pequena elevação na cota 7,60 metros. Os valores, neste trecho, variaram entre 5.984,21 kPa na cota 6,60 metros e 6.780,82 kPa na cota de 7,60 metros.

Analisando-se o Furo EPF2, observou-se que o comportamento dos valores de G também tiveram uma discreta concordância com os valores do E_{SPT} e do N_{spt} , e também apresentaram-se bastante elevados, exceto na cota 1,60 metros. Nesta cota, o valor obtido para G foi 524,3 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo apresentou um comportamento linear e crescente, com os valores de G variando entre 5.400,65 kPa e 8.454,1 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de G apresentaram-se com comportamento linear e decrescente, variando entre 8.454,1 e 4.515,30 kPa e entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de G não apresentaram regularidade definida, variando entre 4.515,30 kPa e 7.615,30 kPa.

De uma forma geral, nos Furos EPF1 e EPF2, os valores do módulo cisalhante G , também apresentaram valores bem mais elevados do que os esperados, o que ratifica as alterações já citadas anteriormente no Item 4.2.1.

4.2.3.3 - Pressão Limite do Solo (P_L).

Os valores da pressão limite, P_L , estão diretamente relacionados com a resistência à ruptura do solo. Dos ensaios realizados no presente trabalho, observou-se que estes valores não são tão sensíveis às perturbações do furo e dos métodos de perfuração utilizados, quanto o módulo pressiométrico e outros parâmetros analisados.

Os valores da pressão limite do solo, nos campos experimentais analisados, foram obtidos, sempre que possível, diretamente da curva pressiométrica. Nos ensaios em que

esta obtenção não foi possível, estes valores foram obtidos através do método de extrapolação log V, sugerido pelas normas NF P 94-110 e ASTM 4719, conforme foi descrito anteriormente no Item 2.1.3.3.2.

De uma forma geral, os resultados obtidos para a pressão limite P_L , foram bastante satisfatórios e apresentam-se bem mais coerentes e confiáveis que os dos módulos pressiométrico E_0 e de elasticidade transversal G.

4.2.3.3.1 - Campo Experimental 1 -Edifício “Príncipe de Missenas”.

Neste campo experimental, os valores obtidos para a pressão limite, conforme se observa na Figura 4.28, apresentam uma boa concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT e, em alguns trechos, também com os valores dos módulos pressiométrico E_0 e de elasticidade transversal G.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite variaram de forma crescente entre 555,67 kPa e 1.094,70 kPa.

No Furo EPF2, observou-se que a pressão limite apresentou uma melhor concordância com o comportamento dos perfis geotécnicos do que com os parâmetros pressiométricos já analisados.

No Furo EPF2, no estrato compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores da pressão limite P_L , apresentaram-se crescentes, variando entre 652,17 kPa na cota 2,60 metros e 1.198,00 kPa na cota 4,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, esses valores continuaram crescentes, contudo bem mais elevados e variando entre 1.558,62 kPa na cota 5,60 metros e 1.684,02 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, houve um ligeiro decréscimo e o valor de P_L diminuiu para 1.324,50 kPa.

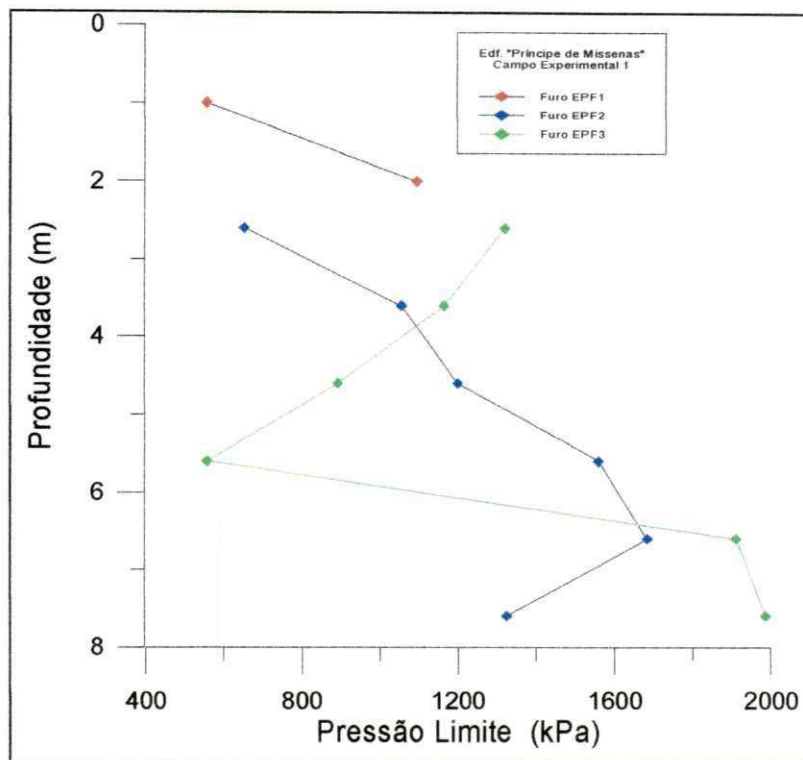


Figura 4.28 - Valores da pressão limite, P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.

Analisando-se o comportamento dos valores da pressão limite P_L , neste furo, observou-se que estes apresentaram uma significativa concordância com o comportamento dos parâmetros já analisados, sobretudo com os valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} (Figura 4.3). Ao que parece, a discrepância observada no valor de P_L , na cota 2,60 metros, foi em decorrência das alterações do estado de compactidade do solo, causadas pelo corte no terreno, conforme citado no Item 4.2.1.

No Furo EPF3, os valores da pressão limite, P_L , também apresentaram uma boa concordância com os parâmetros já analisados, principalmente, com os do N_{SPT} . O primeiro trecho (2,60 a 3,60 metros), apresentou uma discreta linearidade decrescente, cujos valores variaram entre 1.320,72 kPa na cota 2,60 metros e 1.163,03 kPa na cota 3,60 metros. No segundo trecho (4,60 e 5,60 metros), os valores de P_L , continuaram a apresentar um comportamento decrescente; neste caso, entretanto, os valores de P_L são bem mais inferiores, com seus valores variando entre 891,30 kPa e 558 kPa. Com relação ao trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, P_L apresentou uma brusca e significativa elevação, com seus valores variando entre 1.910,02 kPa na cota 6,60 metros e 1986,40 kPa na cota 7,60 metros.

4.2.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite P_L , obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, apresentaram resultados bastante satisfatórios e com significativa concordância com os valores do número de golpes do SPT (N_{SPT}), do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), como também, com os módulos pressiométrico (E_0) e cisalhante (G). Os valores da pressão limite versus a profundidade são apresentados na Figura 4.29.

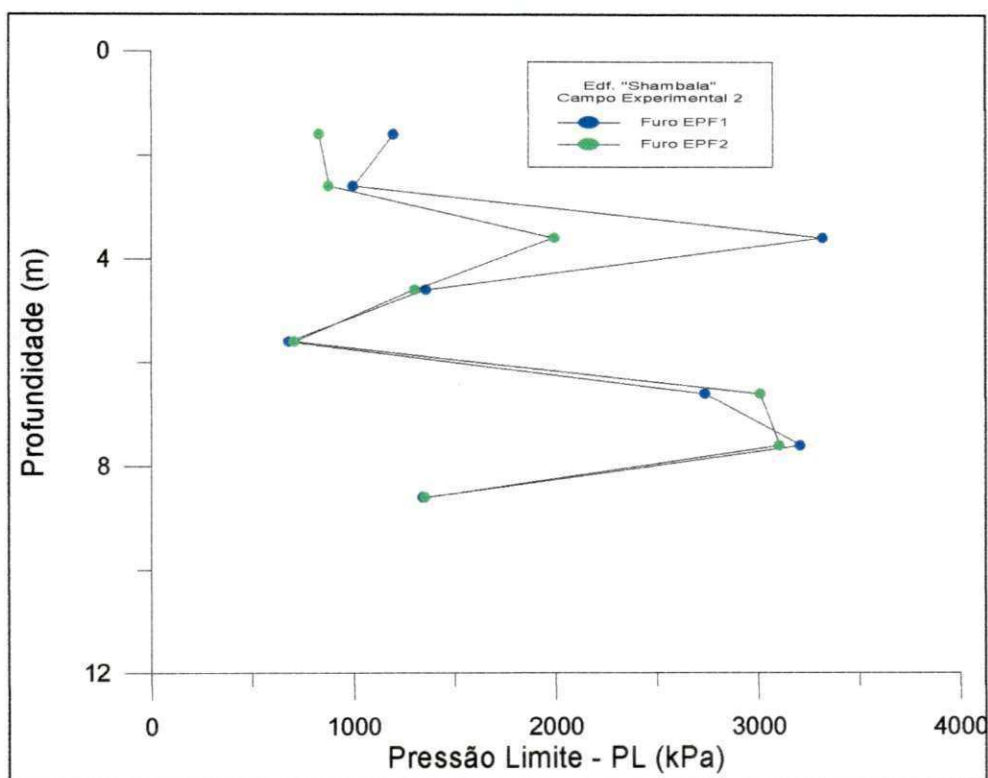


Figura 4.29 - Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício Shambala.

No Furo EPF1, a pressão limite, P_L , apresenta-se da seguinte forma: no primeiro trecho (1,60 e 2,60 metros), os valores de P_L são bastante próximos e apresentaram um comportamento decrescente, variando entre 1.201,6 kPa e 1.008,80 kPa. No segundo trecho (2,60 e 3,60 metros), os valores de P_L se apresentaram bem mais elevados que os do trecho anterior, variando de forma crescente entre 1.008,80 kPa e 3.320,60 kPa. A brusca elevação nos valores de P_L evidencia a mudança de camada de solo. No terceiro trecho (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L apresentaram uma significativa redução e variaram de forma linear e decrescente, entre 3.320,60 kPa na cota 3,60 metros e 681,7

kPa na cota 6,0 metros. No quarto trecho (5,60 e 7,60 metros), os valores de P_L não apresentam um comportamento linear bem definido, contudo, observou-se que estes valores são bem mais elevados que o da cota 5,60 metros, variando entre 681,7 kPa e 3.208,80 kPa. De modo análogo ao furo anterior, no início do quinto estrato, os valores de P_L sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 1.343,30 kPa na cota 8,60 metros.

De uma maneira geral, observou-se que os resultados obtidos neste furo possuíram uma excelente concordância com os valores do N_{SPT} , do E_{SPT} , com o perfil de sondagem do SPT e também com os parâmetros pressiométricos analisados.

No Furo EPF2, o primeiro trecho (1,50 e 2,60 metros), apresentou valores de P_L variando entre 831,70 kPa na cota 1,60 metros e 880,20 kPa na cota 2,60 metros. Este comportamento da pressão limite foi praticamente similar ao do número de golpes do SPT, obtidos no Furo ESP2, para o este mesmo trecho. O valor de P_L na cota 1,60 metros, ao contrário do módulo pressiométrico, mostrou-se dentro da faixa de valores estimada, indicando assim que a pressão limite P_L , não é tão vulnerável às perturbações no furo quanto o módulo pressiométrico E_0 .

No segundo trecho (2,60 e 3,60 metros), o perfil dos valores de P_L continuou acompanhando o comportamento dos parâmetros do ensaio SPT; neste trecho, a pressão limite teve um elevado aumento, chegando à 1.993,30 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro trecho (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L apresentaram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, cujos valores variaram entre 1993,30 kPa na cota de 3,60 metros e 707,57 kPa na cota 5,60 metros. No quarto trecho (5,60 e 7,60 metros), P_L teve um comportamento aparentemente linear e crescente, com seus valores variando entre 707,57 kPa na cota 5,60 metros e 3.104,3 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato, entre as cotas 7,60 e 8,60 metros, os valores de P_L também sofreram uma diminuição significativa, assumindo o valor de 1.352,2 kPa na cota 8,60 metros.

De uma forma geral, o Furo EPF2, da mesma forma que o furo anterior, também apresentou uma excelente concordância com o comportamento dos valores dos parâmetros do ensaios SPT e com os do módulo pressiométrico E_0 . Observando-se a

Figura 4.29, constata-se que a partir da cota 4,60 metros, as condições de resistência dos Furos EPF1 e EPF2, são bastante próximas.

4.2.3.3.3 - Campo Experimental 3 -Edifício “Ana Emília”.

Da Figura 4.30, observa-se que os valores da pressão limite obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, também apresentaram resultados satisfatórios e, de uma forma geral, com boa concordância com os valores do número de golpes do SPT (N_{SPT}) e uma razoável concordância com o módulo pressiométrico (E_0) e com o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

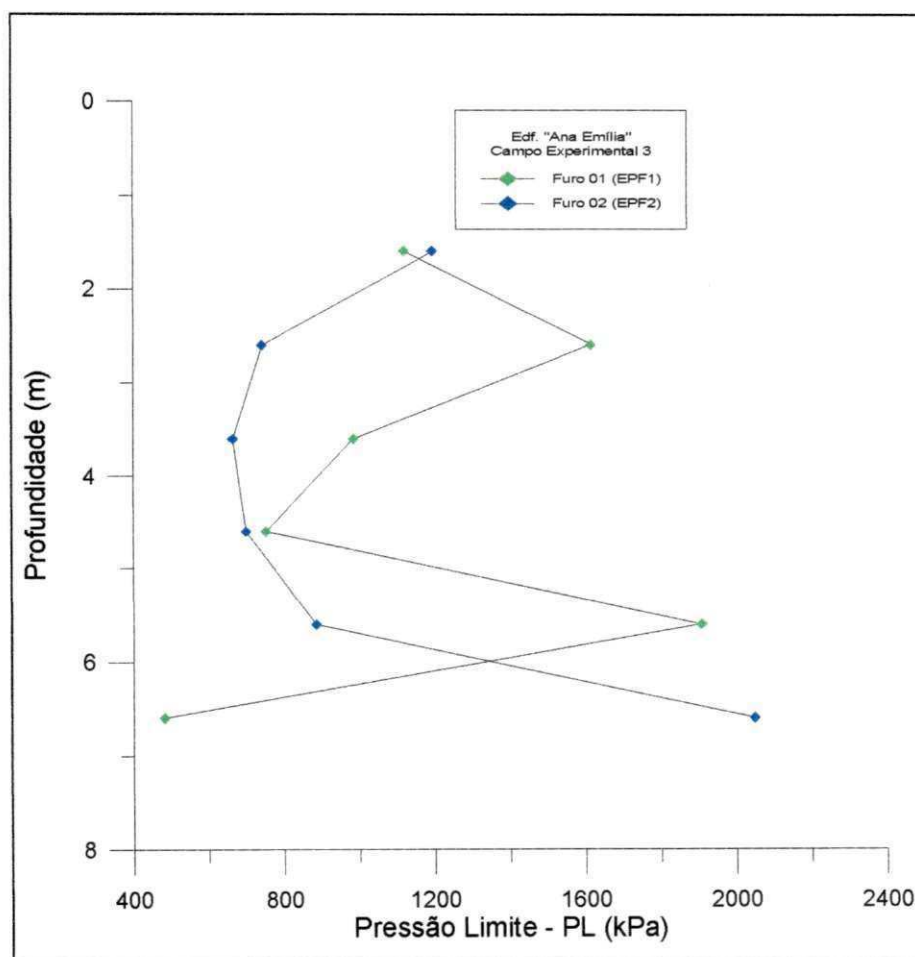


Figura 4.30 - Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

Analisando-se o Furo EPF1, pôde-se observar que o perfil dos valores de P_L apresentou uma razoável concordância com os valores do N_{SPT} e do E_{SPT} . Entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de P_L variaram de forma decrescente e com valores

bastante diferenciados, entre 1.195,87 kPa na cota 1,60 metros e 664,28 kPa na cota 3,60 metros. No trecho entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, os valores de P_L tiveram um comportamento crescente com seus valores variando entre 700,80 kPa na cota 4,60 metros e 2.047,40 kPa na cota 6,60 metros. Observou-se que no trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, P_L apresentou um significativo aumento, mostrando-se que nesta cota o solo encontrado apresenta melhores condições de resistência.

Do Furo EPF2, observou-se que o comportamento dos valores de P_L não se apresentam bem definidos. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão limite não apresentaram a mesma proporcionalidade, observada no gráfico do módulo pressiométrico E_0 . Contudo, houve uma relevante concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT. Neste trecho, os valores da pressão limite P_L , variaram entre 1.120,00 kPa na cota 1,60 metros e 1.615,60 kPa na cota 2,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores de P_L apresentaram-se mais baixos e com comportamento decrescente, variando entre 1.615,60 kPa na cota 2,60 metros e 751,50 kPa na cota 4,60 metros. Este resultado é relativamente concordante com os parâmetros do SPT e do ensaio pressiométrico já obtidos, contudo, observa-se que o valor da pressão limite, na cota 4,60 metros, apresenta-se discrepante do comportamento do módulo pressiométrico e dos parâmetros do SPT. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, os valores de P_L se apresentaram de forma irregular, porém com boa concordância com os parâmetros do SPT. Neste trecho, os valores apresentaram-se bastante diferenciados e variaram entre 481,95 kPa na cota 6,60 metros e 1.908,30 kPa na cota 5,60 metros. A brusca elevação do valor de P_L , observada na cota 5,60 metros, é uma evidência da mudança no tipo de solo encontrado neste trecho.

Dos resultados apresentados pela pressão limite, nos Furos EPF1 e EPF2, observou-se que, com exceção de alguns trechos, estes se apresentaram com valores relativamente baixos para a pressão limite; contudo, conforme se observa nas Figuras 4.9 e 4.10, os valores do N_{SPT} também mostraram o mesmo comportamento.

4.2.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores da pressão limite do solo são apresentados, em função da profundidade, na Figura 4.31.

Dos resultados obtidos no Furo EPF1 (Figura 4.31), observou-se que os valores da pressão limite apresentaram-se relativamente baixos entre as cotas 1,60 e 2,60 metros e extremamente elevados, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. De uma forma geral, estes valores apresentaram uma razoável concordância com o comportamento dos valores dos parâmetros obtidos do ensaio SPT e do módulos pressiométrico (E_0) e cisalhante (G).

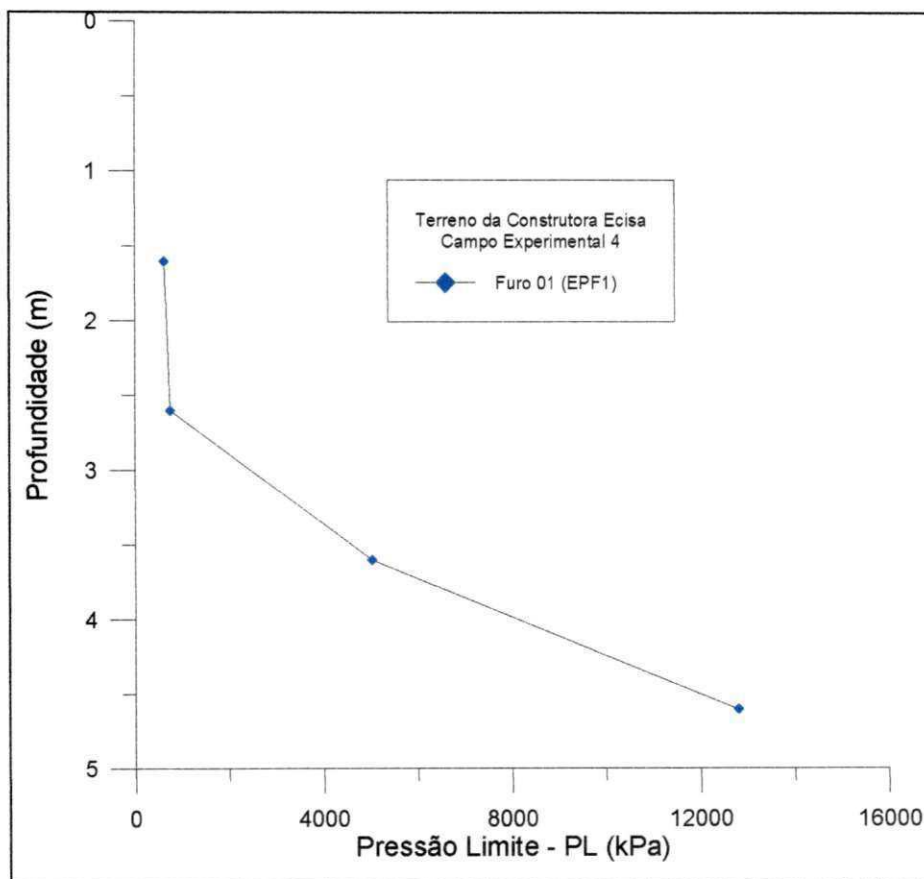


Figura 4.31 - Valores da Pressão Limite versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite apresentaram-se com um comportamento sem uma linearidade bem definida, mas com valores crescentes com relação a profundidade. Os resultados obtidos caracterizam a existência de dois trechos com condições de resistência distintas. o primeiro, entre as cotas 1,60 e 2,60 metros,

onde os valores da pressão limite variaram entre 633,36 kPa na cota 1,60 metros e 752,40 kPa na cota 2,60 metros, e o segundo, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, que apresentou uma significativa elevação, com os valores da pressão limite variando entre 5.032,10 kPa e 12.800 kPa.

4.2.3.3.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores da pressão limite do solo, em função da profundidade, são apresentados na Figura 4.32. Deste gráfico, observou-se que os valores da pressão limite, P_L , apresentaram, valores significativamente elevados, principalmente a partir da cota 2,60 metros. Este fato demonstra que os furos, mesmo sendo executados em um local relativamente distante da área de construção do edifício (Figura 3.10), sofreram grandes alterações nas suas condições de compacidade, resistência e deformabilidade, ficando assim evidenciado, a influência de fatores alheios, conforme citado no Item 4.2.1, afetando consideravelmente às condições iniciais de resistência e deformabilidade do solo.

Os valores da pressão limite, P_L , obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, apresentaram uma discreta concordância no comportamento, com os parâmetros do ensaio SPT e com o módulo pressiométrico, E_0 ; contudo seus valores apresentaram-se com uma relação de proporcionalidade bastante diferenciadas das dos campos experimentais anteriores.

No Furo EPF1, na cota 1,60 metros, o valor para P_L foi de 755,40 kPa; no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite (P_L) variaram de forma crescente e linear, alcançando valores de até 3.496,3 kPa na cota 3,60 metros. Após a cota 3,60 metros, os valores de P_L apresentam um comportamento linear e decrescente, esses valores, entretanto, permanecem bastante elevados, variando entre 3.496,3 kPa e 1752,09 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, estes valores apresentaram-se elevados e com comportamento irregular, variando entre 3.352,3 kPa na cota 6,60 e 2.601,20 kPa na cota 7,60 metros.

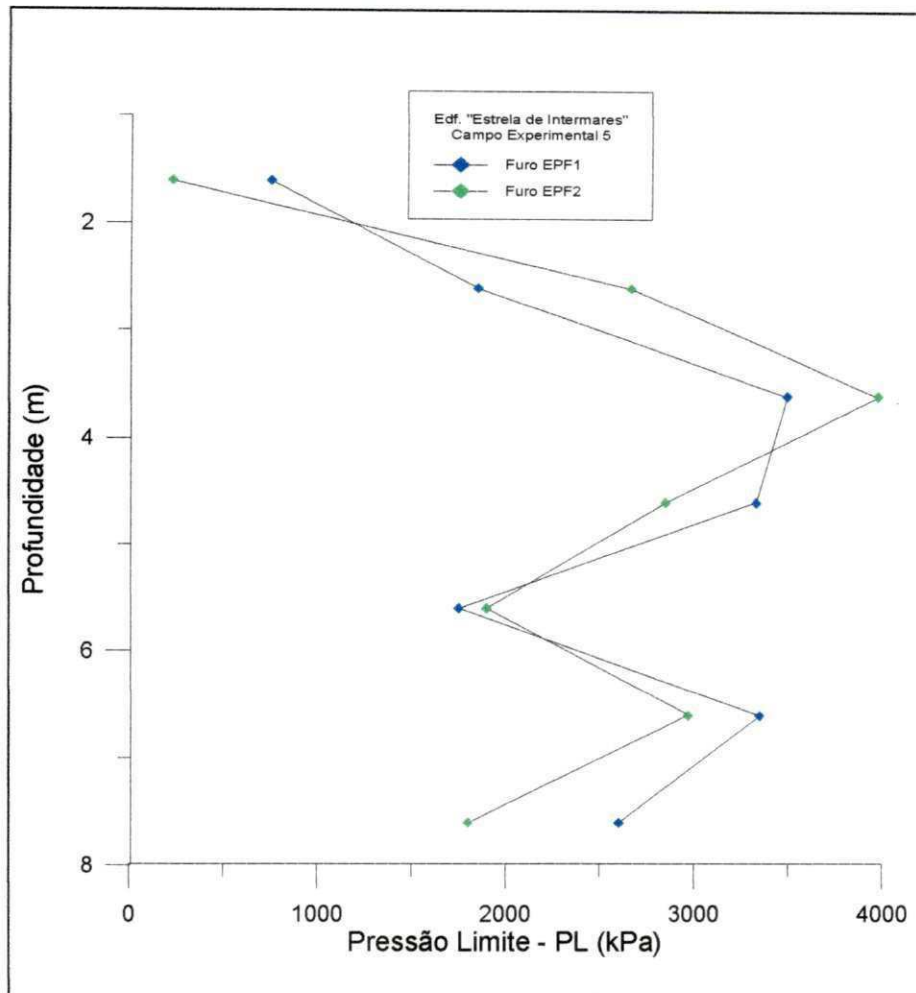


Figura 4.32 - Valores da Pressão Limite P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.

O Furo EPF2 apresentou um comportamento bastante parecido ao do Furo EPF1. Na cota 1,60 metros, obteve-se o valor de $P_L = 229,3$ kPa, este valor, extremamente baixo, é decorrência do tipo de solo encontrado durante a perfuração, ou seja um aterro constituído de um solo siltoso e, sendo assim, um valor bastante compatível com o tipo de solo encontrado. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite (P_L) variaram de forma crescente e linear, alcançando valores de até 3.980,3 kPa na cota 3,60 metros. Após a cota 3,60 metros, os valores de P_L também apresentaram valores elevados e com um comportamento linear e decrescente, variando entre 3.980,3 kPa e 1.907,09 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores da pressão limite, P_L , apresentaram-se com comportamento irregular, com seus valores variando entre 2.972,8 kPa na cota 6,60 metros e 1.801,02 kPa na cota 7,60 metros.

4.2.3.4 - Pressão Limite Efetiva (P_L')

Os valores da pressão limite efetiva do solo, P_L' , nos campos experimentais ensaiados, foram obtidos através da Expressão 2.44, utilizando-se a metodologia citada no Item 2.3.3.3.

De uma forma geral, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , apresentaram uma boa repetibilidade com relação ao comportamento dos valores da pressão limite, P_L , e uma boa concordância com os valores dos parâmetros do SPT e em alguns casos, com os módulos pressiométricos (E_0) e cisalhantes (G). Alguns ensaios, entretanto, apresentaram valores discrepantes, em decorrência, principalmente, da subjetividade do método de obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), conforme foi visto no Item 2.1.3.3.4 do capítulo 2.

4.2.3.4.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , são apresentados na Figura 4.33.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite efetiva são 514,67 kPa na cota 1,0 metro e 946,71 kPa na cota 2,0 metros.

No Furo EPF2, no estrato compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, observa-se que na cota 2,60 metros, o valor de P_L' é 581,17 kPa, enquanto que no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, esses valores apresentam um comportamento ligeiramente crescente, variando entre 954,3 kPa na cota 3,60 metros e 1.088,60 kPa na cota 4,60 metros. Observa-se também, neste trecho, que os valores de P_L' , apresentam a mesma repetibilidade da pressão limite P_L . No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de P_L' , continuaram crescentes, porém bem mais elevados, variando entre 1.415,60 e 1.565,30 kPa. Na cota 8,60 metros P_L' sofre uma redução assumindo o valor de 1.108,00 kPa. De uma forma geral, o Furo EPF3 apresentou a mesma repetibilidade observada no comportamento da pressão limite P_L .

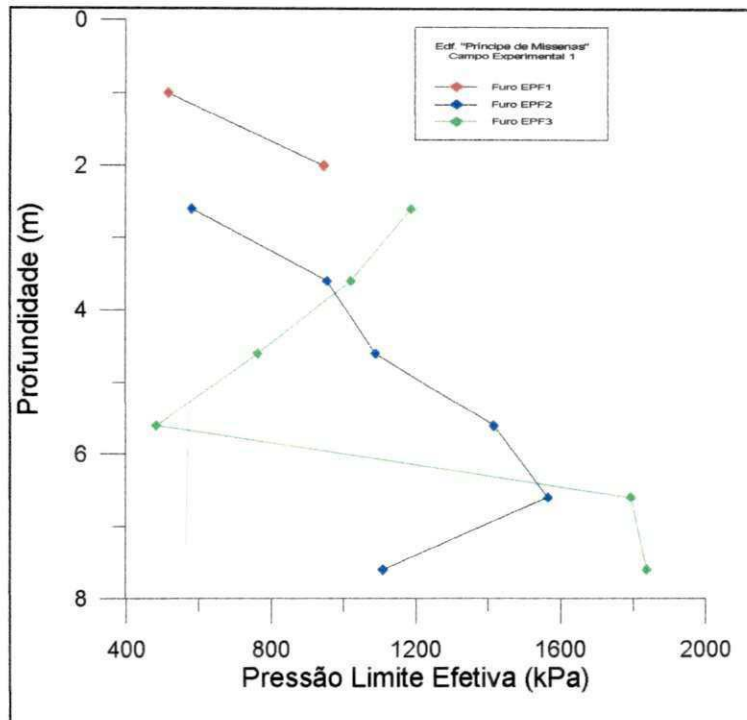


Figura 4.33 - Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edif. "Príncipe de Missenas".

No Furo EPF3, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , também apresentaram a mesma repetibilidade da pressão limite e uma boa concordância com o comportamento dos valores do módulo pressiométrico e, principalmente, com os do SPT. No primeiro trecho (2,60 a 3,60 metros), os valores de P_L' , apresentaram uma linearidade decrescente, cujos valores variaram entre 1.186,72 kPa na cota 2,60 metros e 1.019,70 kPa na cota 3,60 metros. Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, a pressão limite efetiva, P_L' , continuou com um comportamento decrescente, só que mais acentuado, cujos valores variaram entre 763,30 kPa e 483,20 kPa, na cota 5,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores também aumentaram significativamente e variaram, de forma crescente, entre 1.794,20 kPa e 1.836,84 kPa, na cota 7,60 metros.

4.2.3.4.2 - Campo Experimental 1 - Edifício "Shambala"

Neste campo experimental, os valores da pressão limite efetiva são apresentados na Figura 4.34.

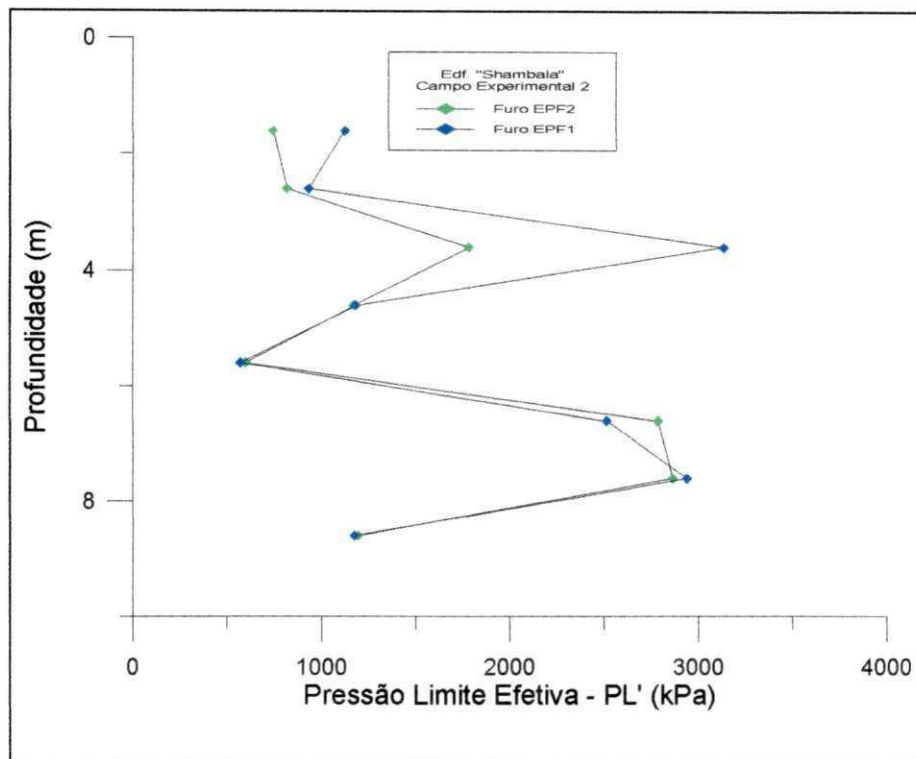


Figura 4.34 - Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. "Shambala".

No Furo EPF1, o primeiro estrato (1,60 e 2,60 metros), apresentou valores de P_L' , variando entre 744,30 kPa na cota 1,60 metros e 816,70 kPa na cota 2,60 metros. Este comportamento é praticamente similar ao da pressão limite, obtidos neste mesmo trecho. No segundo estrato (2,60 e 3,60 metros), o perfil dos valores de P_L' , continuaram acompanhando o comportamento da pressão limite P_L tendo a pressão limite efetiva um elevado aumento, chegando à 1.782,00 kPa na cota 3,60 metros.. No terceiro estrato (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L' apresentaram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, cujos valores variaram entre 1.782,00 kPa na cota de 3,60 metros e 599,80 kPa na cota 5,60 metros. No quarto estrato (5,60 e 7,60 metros), P_L' , teve um comportamento aparentemente linear e crescente, com seus valores variando entre 599,80 kPa na cota 5,60 metros e 2.865,72 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato (7,60 e 8,60 metros), os valores de P_L' sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 1.194,90 kPa na cota 8,60 metros.

No Furo EPF2, o comportamento da pressão limite efetiva, P_L' , apresentou-se da seguinte forma; no primeiro trecho (1,60 e 2,60 metros), os valores de P_L' apresentaram-se decrescentes, variando entre 1.126,30 kPa e 933,80 kPa. No segundo trecho (2,60 e

3,60 metros), os valores de P_L' foram bem mais elevados do que os valores do trecho anterior, variando de forma crescente entre 933,80 kPa e 3.134,60 kPa. No terceiro trecho (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L' tiveram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, assumindo valores entre 3.134,60 kPa na cota 3,60 metros e 568,70 kPa na cota 5,60 metros. No quarto trecho (5,60 e 7,60 metros), os valores de P_L' , assim como a pressão limite, também não apresentaram um comportamento linear bem definido, contudo, observou-se que estes valores foram bem mais elevados que o da cota 5,60 metros e variaram entre 568,70 kPa e 2.940,50 kPa. De modo análogo ao furo anterior no início do quinto estrato os valores de P_L' sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 1.176,30 kPa na cota 8,60 metros.

De uma maneira geral, observou-se nos Furos EPF1 e EPF2, que os resultados obtidos para a pressão limite efetiva P_L' , tinham uma boa concordância com os respectivos valores da pressão limite, do N_{SPT} , com o perfil de sondagem do SPT, com os valores do módulo pressiométrico, E_0 , e do módulo de deformação do SPT. Além disso, constatou-se também que, a partir da cota 4,60 metros, as condições de resistência dos Furos EPF1 e EPF2, apresentaram-se bastante próximas.

4.2.3.4.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , são apresentados na Figura 4.35.

No Furo EPF1, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , apresentaram-se com comportamento decrescente, com uma certa linearidade entre as cotas 1,60 e 2,60 metros e seus valores variaram entre 1.115,70 kPa, na cota 1,60 m e 591,80 kPa na cota 3,60 metros. A partir da cota 3,60 metros e até a cota 7,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, assim como a pressão limite, também apresentaram um comportamento crescente, com seus valores variando entre 591,80 kPa na cota 3,60 metros e 1.918,40 kPa na cota 7,60 metros.

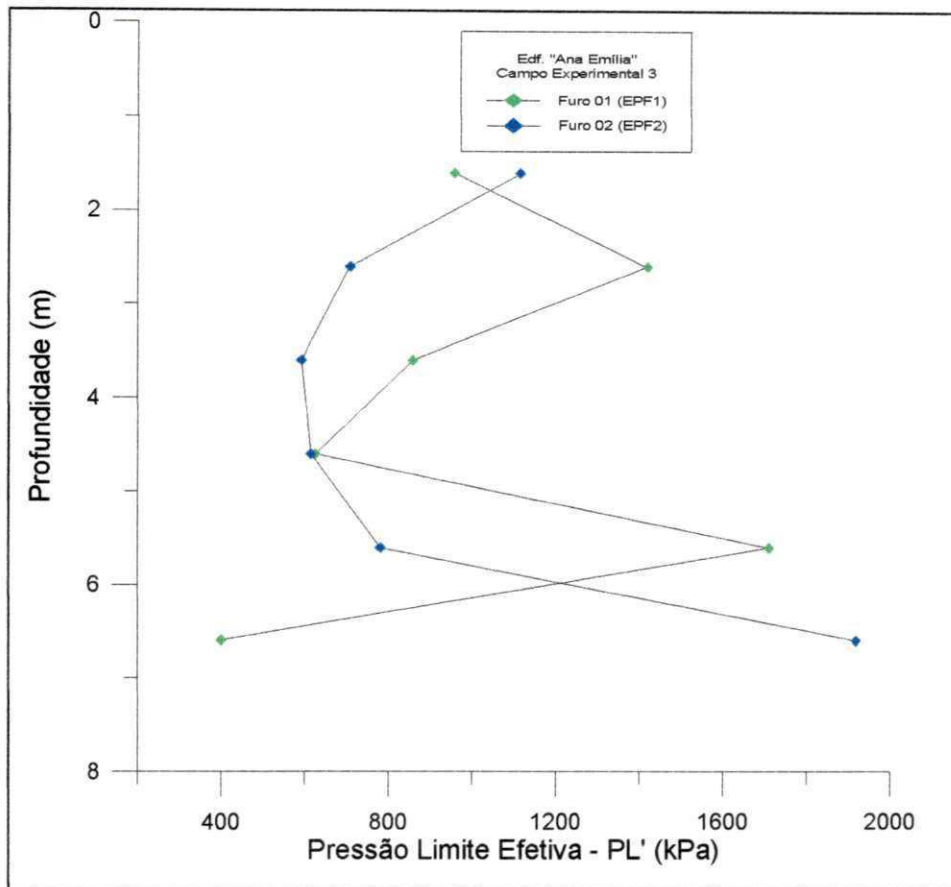


Figura 4.35. - Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília".

Analisando-se o Furo EPF2, observou-se que o comportamento dos valores de P_L' não se apresentaram bem definidos. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão limite efetiva variaram entre 958,90 kPa e 1.419,60 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores da pressão limite efetiva apresentaram um comportamento decrescente, sem linearidade definida, cujos valores variaram entre 1.419,60 kPa e 652,20 kPa. Entre as cotas 5,60 e 6,60 metros os valores de P_L' se elevaram significativamente chegando a assumir o valor de 1.710,30 kPa na cota 6,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores da pressão limite efetiva sofreram uma grande redução variando entre 1.710,30 kPa e 400,35 kPa.

De uma forma geral, observou-se que o comportamento dos valores da pressão limite efetiva neste campo experimental, apresentou a mesma repetibilidade da pressão limite, além de uma boa concordância com o comportamento dos parâmetros obtidos do

ensaio SPT, principalmente o N_{SPT} , e com o comportamento dos valores do módulo pressiométrico.

4.2.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores da pressão limite efetiva do solo, neste campo experimental, são apresentados, em função da profundidade, na Figura 4.36.

Dos resultados obtidos no Furo EPF1, observou-se que os valores da pressão limite efetiva, assim como os valores da pressão limite, apresentaram-se relativamente baixos entre as cotas 1,60 e 2,60 metros e extremamente elevados, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. De uma forma geral, os valores de P_L' , apresentaram uma boa repetibilidade com relação aos valores da pressão limite e do número de golpes do SPT (N_{SPT}), e uma razoável concordância com os módulos pressiométrico (E_0) e de deformação do SPT (E_{SPT}).

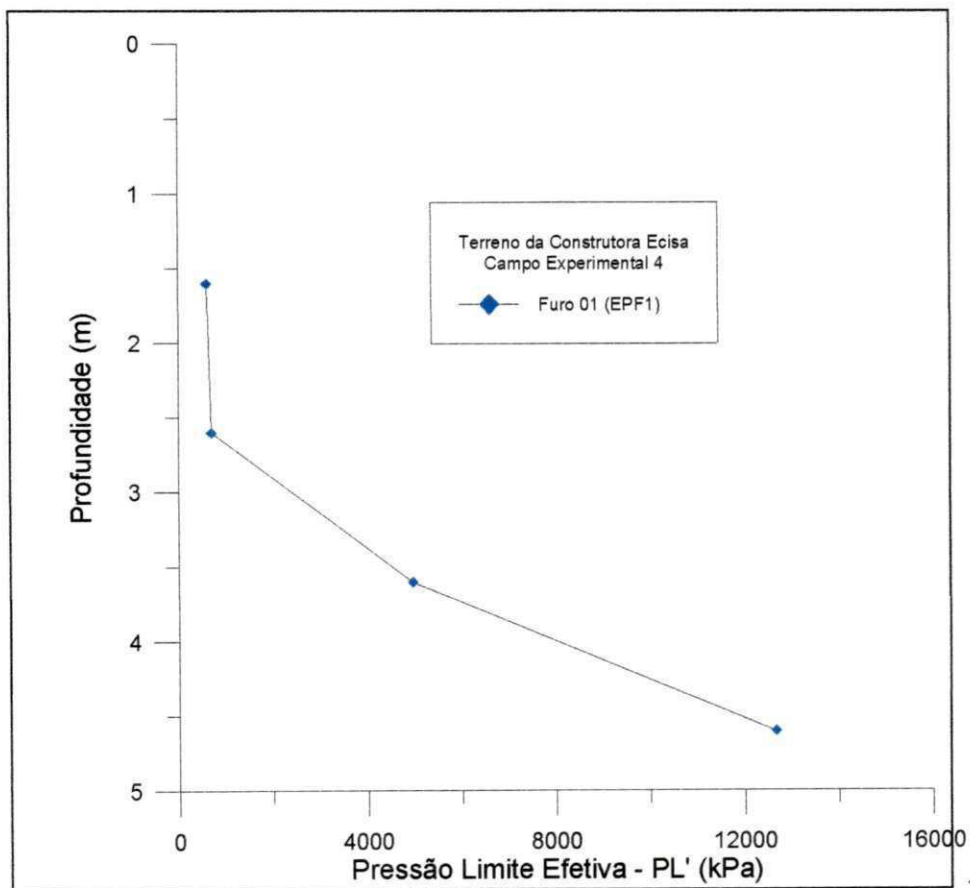


Figura 4.36 - Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite efetiva, também apresentaram um comportamento sem uma linearidade bem definida, mas com valores crescentes com relação a profundidade. Os resultados obtidos caracterizaram a existência de dois estratos distintos; entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão limite efetiva variaram entre 595,60 kPa na cota 1,60 metros e 693,10 kPa na cota 2,60 metros, enquanto que, no trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, ocorreu uma significativa elevação e os valores da pressão limite efetiva variaram entre 4.692,50 kPa e 12.658,30 kPa.

4.2.3.4.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores da pressão limite efetiva do solo, neste campo experimental, são apresentados, em função da profundidade, na Figura 4.37.

Neste campo experimental também ficou evidenciado, de forma clara, que os valores da pressão limite efetiva, apresentaram a mesma repetibilidade que os valores da pressão limite.

No Furo EPF1, observou-se que, na cota 1,60 metros, o valor de P_L' foi de 730,39 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, assim como a pressão limite, também variaram de forma crescente, apresentando valores entre 1.764,30 kPa na cota 2,60 metros e 3.376,00 kPa na cota 3,60 metros. Após a cota 3,60 metros, os valores de P_L' apresentaram um comportamento decrescente até a cota 5,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de P_L' apresentaram-se lineares e bastante próximos, e entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, observou-se um decréscimo mais acentuado; neste trecho os valores de P_L' , variaram entre 3.376,00 kPa na cota 3,60 metros e 1.625,70 kPa na cota 5,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de P_L' apresentaram um comportamento irregular, variando entre 3.215,90 kPa na cota 6,60 metros e 2.459,00 kPa na cota 7,60 metros.

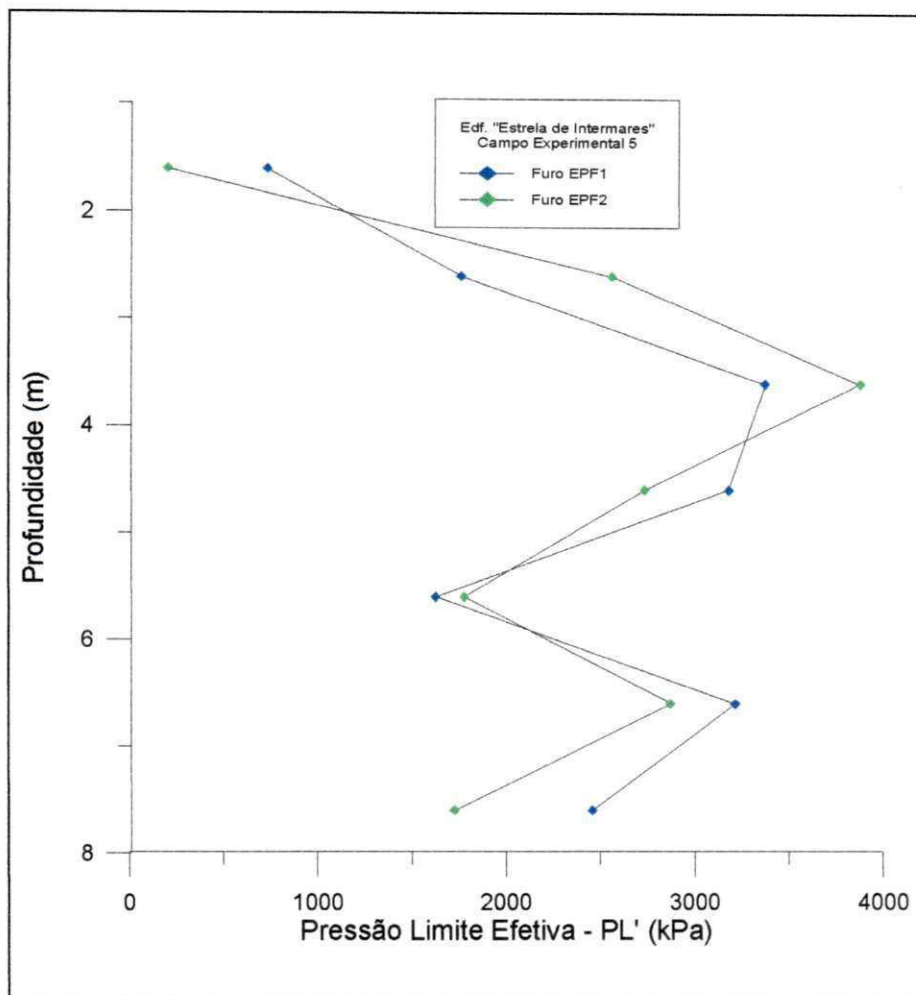


Figura 4.37 - Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares".

No Furo EPF2, por sua vez, os valores da pressão limite efetiva, apresentaram um comportamento praticamente análogo ao do Furo EPF1. Na cota 1,60 metros, obteve-se o valor de $P_L' = 202,43$ kPa, valor considerado relativamente baixo, contudo, é condizente com o solo encontrado. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite efetiva (P_L') variaram de forma crescente entre 2.564,66 kPa e 3.884,10 kPa. Após a cota 3,60 metros, até a cota 5,60 metros, os valores de P_L' apresentaram um comportamento aparentemente linear e decrescente; esses valores, entretanto, também permanecem bastante elevados, variando entre 3.884,10 kPa e 1.779,09 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , apresentaram-se com um comportamento irregular e seus valores variaram entre 2.872,80 kPa na cota 6,60 metros e 1.726,02 kPa na cota 7,60 metros.

Observa-se através da Figura 4.37 que, em alguns trechos, o comportamento dos valores da pressão limite efetiva (P_L'), apresentaram-se discrepantes com relação ao perfil de sondagem do SPT, conforme citado anteriormente. Isto foi decorrência das alterações ocorridas no solo e também devido a subjetividade do processo de obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}).

4.2.3.5 - Tensão Horizontal Total no Repouso (σ_{ho})

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , nos campos experimentais ensaiados, foram obtidos através da metodologia sugerida por BRANDT, (1978).

De uma forma geral, o comportamento dos valores da Tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , não apresentou uma boa concordância com o comportamento dos valores da pressão limite, P_L , e do módulo pressiométrico E_0 , como também com relação aos parâmetros obtidos do ensaio SPT. Em alguns ensaios, contudo, observou-se, de forma grosseira, concordância com alguns dos parâmetros analisados.

4.2.3.5.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.38.

Os perfis dos valores de σ_{ho} , apresentados na Figura 4.38, indicaram, de uma forma geral, que não houve alguma relação de concordância significativa entre σ_{ho} e os demais parâmetros analisados anteriormente. Contudo, observou-se nos furos EPF1, EPF2 e EPF3, que alguns trechos apresentaram uma discreta concordância com a pressão limite, com o módulo pressiométrico e com os parâmetros do ensaio SPT.

No Furo EPF1 os valores de σ_{ho} variaram entre 41,20 kPa, na cota 1,0 metro e 151,30 kPa na cota 2,0 metros.

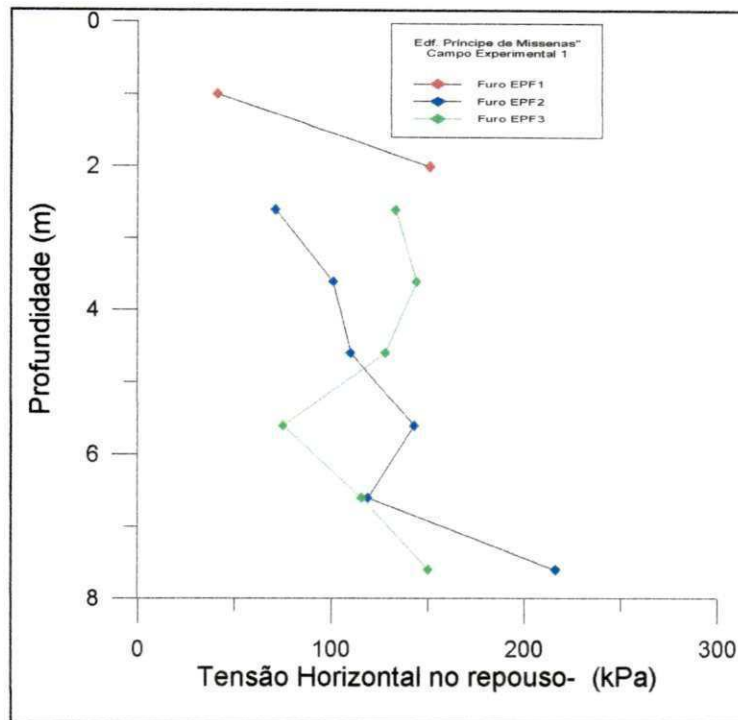


Figura 4.38 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".

No Furo EPF2, no trecho entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram-se um pouco discrepante do comportamento dos valores do módulo pressiométrico e dos parâmetros do SPT e uma boa concordância com os valores da pressão limite. Neste trecho, os valores de σ_{ho} variaram de forma crescente, entre 71 kPa na cota 2,60 metros e 1.558,62 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram um comportamento bastante discrepante dos parâmetros já analisados, variando de forma crescente entre 119 kPa na cota 6,60 metros e 216,10 kPa na cota 7,60 metros.

No Furo EPF3, o trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, apresentou-se discrepante com relação ao comportamento da pressão limite e o N_{SPT} , e com uma discreta concordância com o módulo pressiométrico (E_0), tendo os seus valores variando entre 133,33 kPa na cota 2,60 metros e 144 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, houve uma concordância mais significativa entre σ_{ho} e os parâmetros já analisados e os valores de σ_{ho} variaram, de forma decrescente, entre 128 e 75 kPa. Com relação ao trecho compreendido entre as

cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} foram discrepantes do comportamento dos parâmetros analisados, variando de forma crescente, entre 75 e 158 kPa.

4.2.3.5.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.39.

Apesar das evidentes imprecisões na obtenção deste parâmetro, observou-se que o comportamento da tensão horizontal no repouso σ_{ho} , indica que as condições de resistência e deformabilidade, em função da profundidade, são bastante parecidas.

Dos perfis obtidos com os valores de σ_{ho} , observou-se que em nenhum dos furos houve alguma constatação de que exista uma concordância significativa entre σ_{ho} e os demais parâmetros estudados anteriormente.

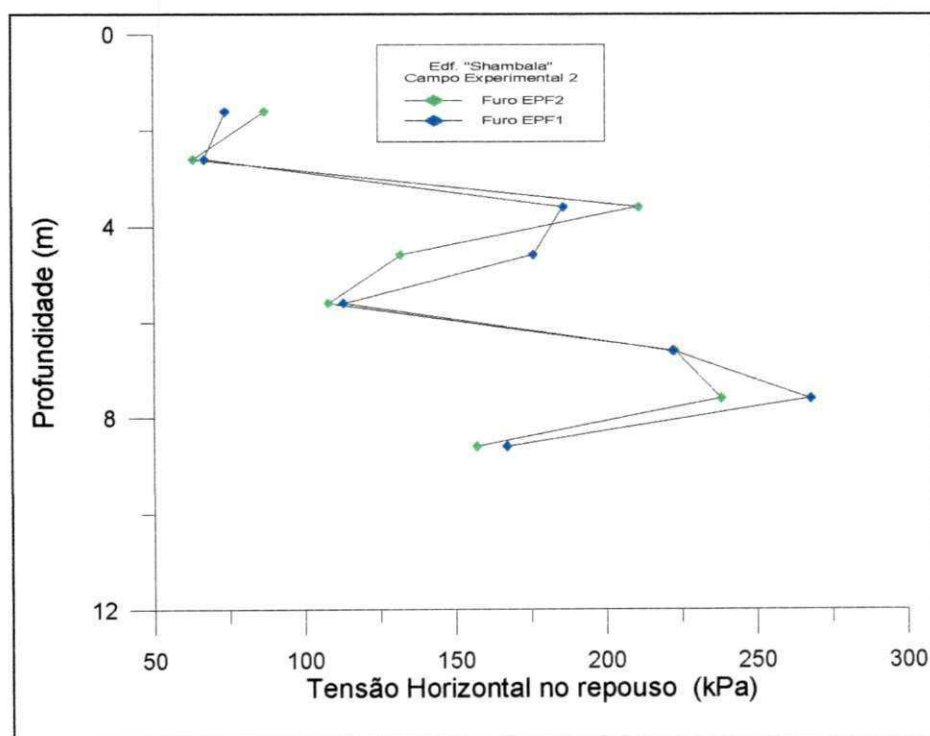


Figura 4.39 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”.

No Furo EPF1, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentou valores de σ_{ho} com uma discreta concordância com os parâmetros já analisados, tendo um comportamento ligeiramente decrescente e variando entre 74 e 67 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de σ_{ho} , também apresentaram uma brusca elevação na cota 3,60 metros e, em seguida, um comportamento decrescente. Este comportamento, contudo, apresentou-se um pouco discrepante, já que indicou um comportamento relativamente linear, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. Neste trecho os valores de σ_{ho} variaram entre 186 kPa na cota 3,60 metros e 113,04 kPa na cota 5,60 metros. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} voltaram a se elevar, variando de forma crescente entre 222,22 e 268,30 kPa e no trecho entre as cotas 7,60 e 8,60 metros, este valor decresceu, assumindo o valor de 167 kPa na cota 8,60 metros.

O Furo EPF2, apresentou um comportamento análogo ao do Furo EPF1. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores de σ_{ho} também variaram de forma decrescente, neste caso entre 87 e 63,30 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores σ_{ho} apresentaram um comportamento decrescente, aparentando uma certa linearidade entre as cotas 2,60 e 3,60 metros e, dessa forma, apresentando uma certa concordância com os parâmetros já analisados. Neste trecho, os valores de σ_{ho} variaram entre 211,00 kPa na cota 3,60 metros e 108,12 kPa na cota 5,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram uma elevação, com seus valores variando de forma crescente entre 222,22 e 238,30 kPa; e um decréscimo na cota 8,60 metros, assumindo o valor de 157,10 kPa.

4.2.3.5.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emilia”.

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.40.

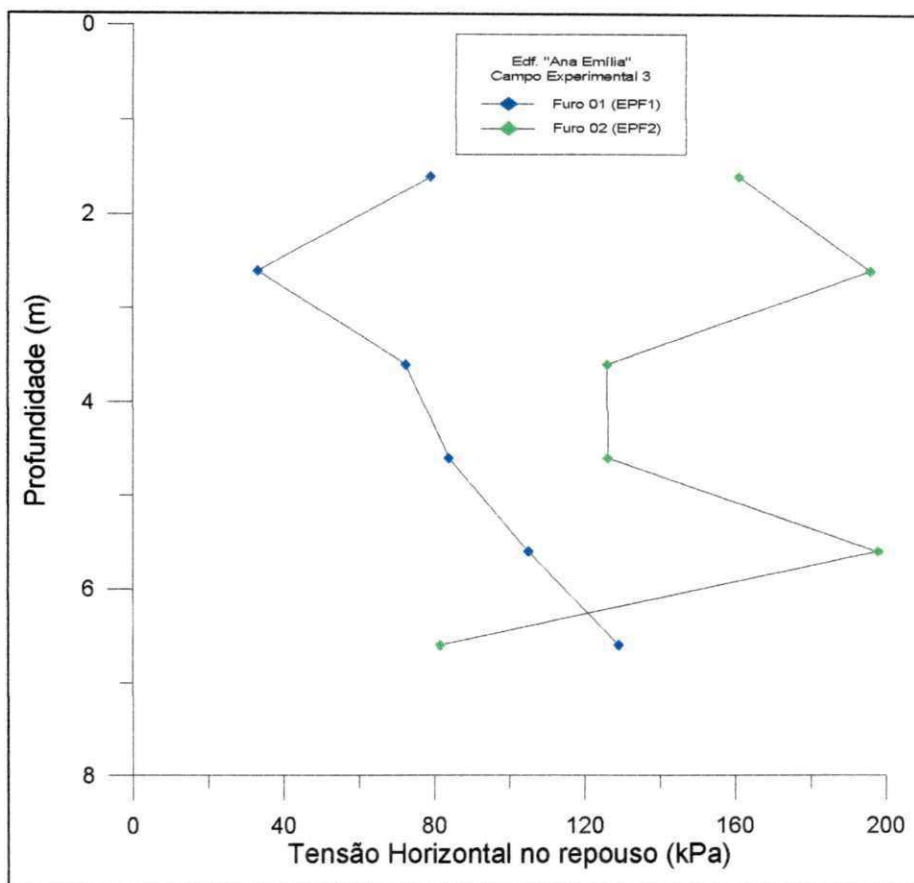


Figura 4.40 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edif. "Ana Emília".

Assim como nos outros campos experimentais já analisados, o comportamento dos valores da tensão horizontal no repouso σ_{ho} , neste campo experimental, não apresentou nenhum sinal de concordância com os parâmetros anteriormente analisados e chegou, em alguns trechos, até a se comportarem de maneira inversa.

No Furo EPF1, entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores variaram de forma decrescente entre 79,33 kPa na cota 1,60 metros e 33,33 kPa na cota 2,60 metros. Este comportamento apresentou uma sutil concordância, apenas com a pressão limite (P_L) e com o número de golpes do SPT (N_{SPT}). No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 6,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram um comportamento aparentemente linear e crescente com os valores σ_{ho} , variando entre 72 kPa na cota 3,60 metros e 129 kPa na cota 6,60 metros. Neste furo, de uma forma geral, os valores de σ_{ho} apresentam-se relativamente sem uma concordância bem evidenciada com relação ao comportamento dos parâmetros analisados.

No Furo EPF2, os valores de σ_{ho} apresentaram-se crescentes entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, variando entre 161,10 e 196 kPa. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, estes valores permaneceram praticamente constantes em torno de 126 kPa e com relação ao trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de σ_{ho} , variaram entre 198 e 81,60 kPa.

4.2.3.5.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.41.

Ao contrário dos campos experimentais anteriores, os valores da tensão horizontal no repouso σ_{ho} aparentou possuir uma discreta concordância com os parâmetros analisados anteriormente, contudo, não há evidências claras que se possa estabelecer relações entre ambos. Além disso, o reduzido número de ensaios neste campo experimental, não permite que seja feita qualquer avaliação mais aprofundada deste comportamento.

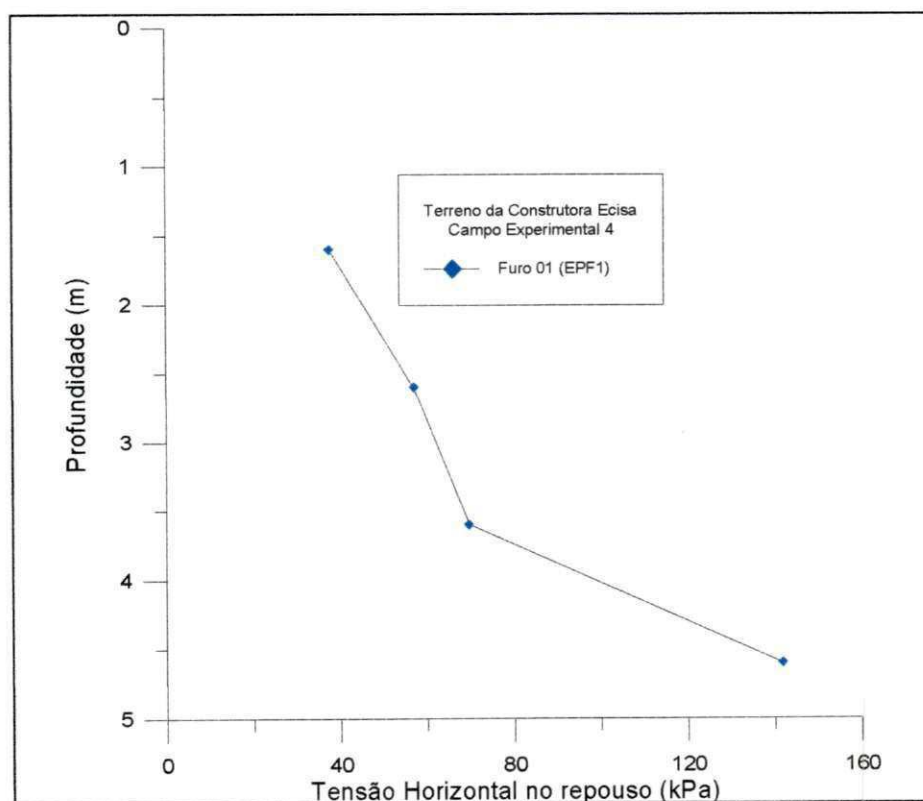


Figura 4.41 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Neste campo experimental, os valores de σ_{ho} apresentaram o mesmo comportamento crescente que os parâmetros analisados anteriormente. No trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de σ_{ho} variaram de forma crescente entre 37,50 e 69,50 kPa. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, observou-se um comportamento crescente mais acentuado para a tensão horizontal no repouso, σ_{ho} , com esta chegando a assumir o valor de $\sigma_{ho} = 141,70$ kPa na cota 4,60 metros.

4.2.3.5.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.42.

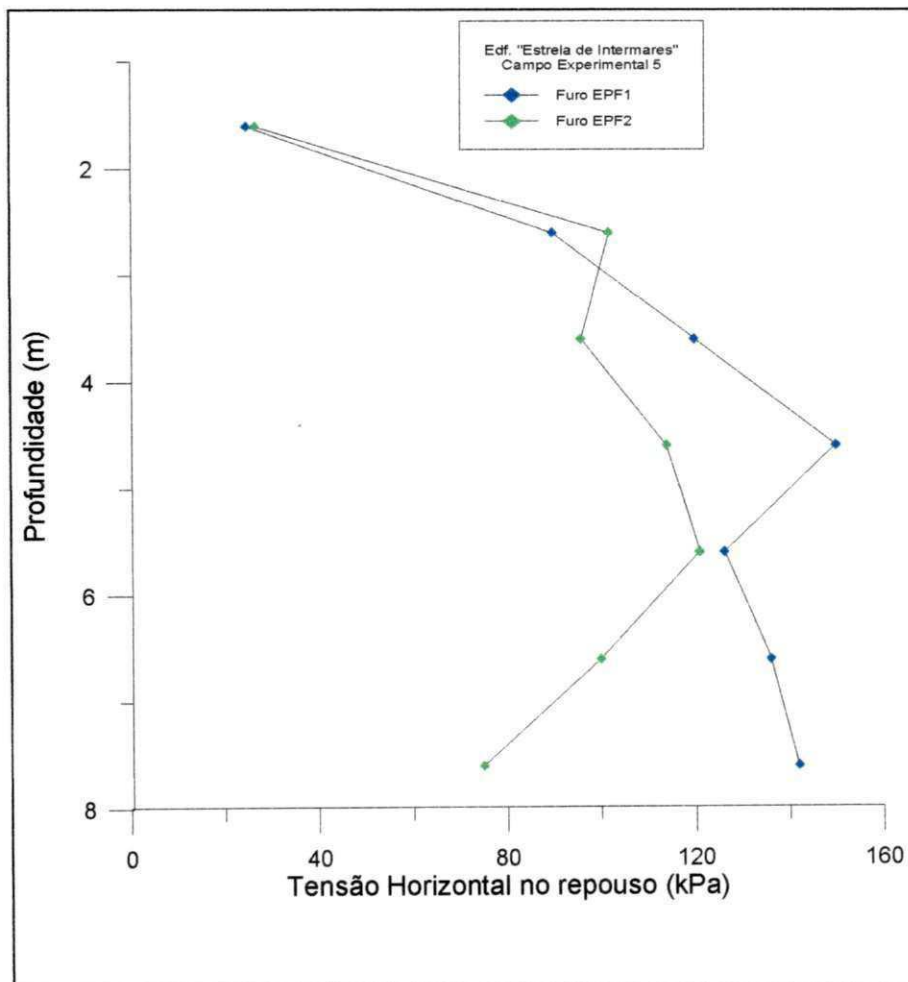


Figura 4.42 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edif. “Estrela de Intermares”.

Observou-se neste campo experimental, de uma maneira geral, que os valores obtidos da tensão horizontal no repouso σ_{ho} nos Furos EPF1 e EPF2, se apresentaram bastante discrepantes com relação aos parâmetros já analisados, contudo alguns trechos apresentaram uma ligeira concordância com o comportamento da pressão limite, do módulo pressiométrico e do número de golpes do SPT.

No Furo EPF1, entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentam-se com comportamento crescente e com uma aparente linearidade entre as cotas 2,60 e 4,60 metros. Neste trecho, σ_{ho} variou entre 25,00 kPa na cota 1,60 metros e 150 kPa na cota 4,60 metros; em seguida, na cota 5,60 metros, os valores de σ_{ho} , sofreram uma diminuição para 126,00 kPa e, a partir desta cota, voltaram a se elevar, apresentando um comportamento crescente e linear, chegando à 142,00 kPa na cota 7,60 metros.

O Furo EPF2, por sua vez, apresentou um comportamento bastante irregular. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram valores variando de forma crescente entre 26,91 e 102 kPa. Em seguida, os valores de σ_{ho} apresentaram um comportamento irregular entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, com seus valores variando entre 96,00 kPa na cota 3,60 metros e 121,00 kPa na cota 5,60 metros. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram-se de forma decrescente, variando entre 100,00 e 75 kPa.

4.2.3.6 - Pressão de Fluência (P_F)

Os valores da pressão de fluência, foram obtidos de acordo com os procedimentos citados no Item 2.1.3.3.4, através dos gráficos de fluência, os quais possuem comportamento análogo ao apresentado na Figura 4.43.

A pressão de fluência é um dos parâmetros pressiométricos que não possuem aplicabilidade direta, contudo é utilizado na estimativa da pressão limite do solo (NF P 94-110), além de auxiliar na definição dos limites do trecho pseudo-elástico para a obtenção do módulo pressiométrico.

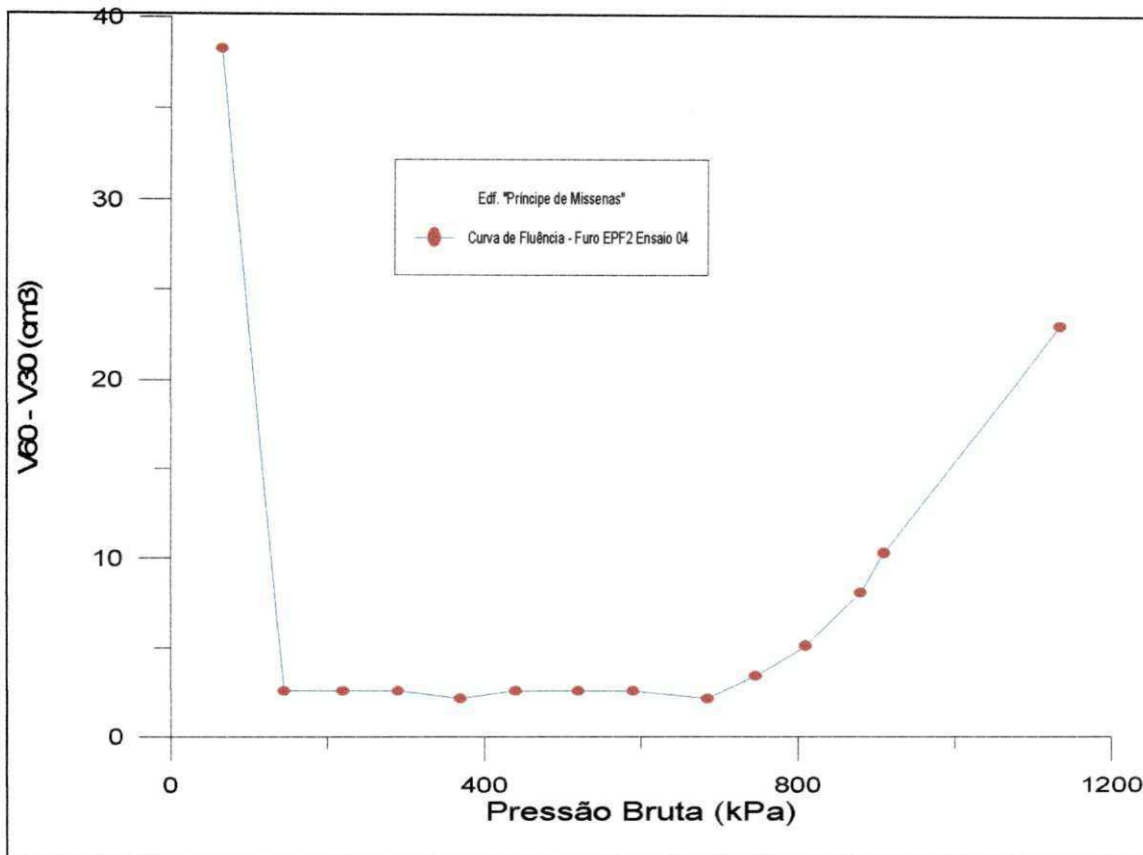


Figura 4.43- Curva típica de fluência no Campo Experimental 1
Edif. Príncipe de Missenas - Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

De uma forma geral, nos campos experimentais ensaiados, observou-se que esse parâmetro apresentou valores dentro das faixas sugeridas com um comportamento satisfatório, com relação ao comportamento de outros parâmetros já analisados, tais como pressão limite (P_L), pressão limite efetiva (P_L'). Além disso, também apresentou uma boa concordância com os resultados dos parâmetros do ensaio SPT.

4.2.3.6.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.44.

No Furo EPF1, os valores da pressão de fluência P_f variaram entre 505,00 kPa na cota 1,00 metro e 636,70 kPa na cota 2,00 metros.

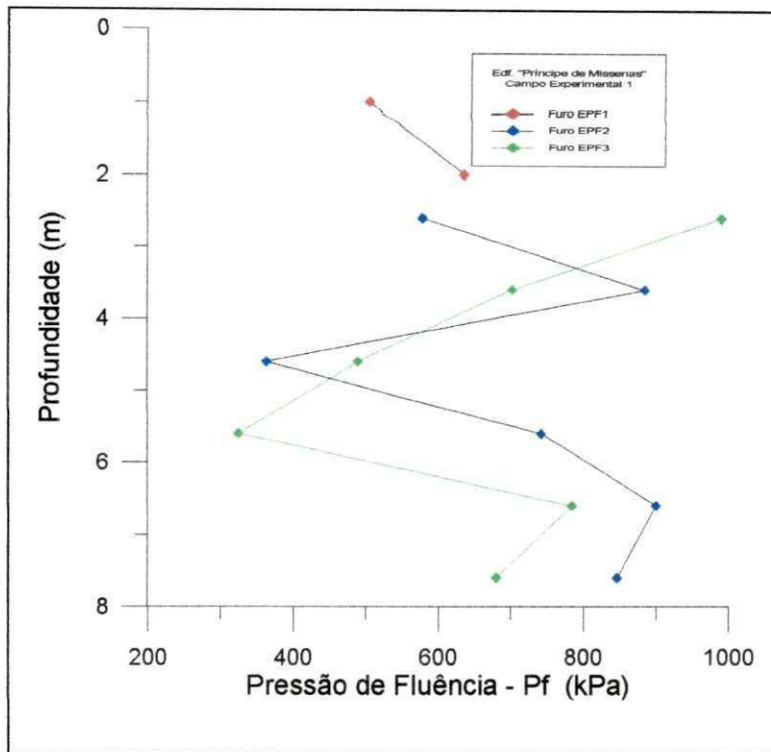


Figura 4.44 - Valores da pressão de Fluência P_f versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.

No Furo EPF2, os valores da pressão de fluência P_f no trecho entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, variaram entre 363,00 kPa na cota 4,60 metros e 885,00 kPa na cota 3,60 metros, enquanto que, na cota 2,60 metros, este valor foi 578 kPa. Esses valores apresentaram-se discrepantes com relação ao comportamento esperado, principalmente entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores da pressão de fluência, P_f , apresentaram-se bastante concordantes com relação aos parâmetros já analisados e variaram entre 742 kPa na cota 5,60 metros e 900 kPa na cota 6,60 metros.

No Furo EPF3, os valores de P_f apresentaram um comportamento decrescente entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, variando entre 990,30 kPa e 702,00 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, estes valores apresentaram um comportamento decrescente mais acentuado e variaram entre 489,30 e 325,00 kPa. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores se elevaram variando entre 784,00 kPa na cota 6,60 metros e 680,00 kPa na cota 7,60 metros.

De uma forma geral, este furo apresentou valores com comportamento relativamente concordante com os da pressão limite e com o número de golpes do SPT.

4.2.3.6.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.45.

No Furo EPF1, no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão de fluência, P_f , variaram entre 433,10 kPa na cota 1,60 metros e 700,00 kPa na cota 2,60 metros. Com relação ao trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados, variando entre 700,00 kPa na cota 2,60 metros e 1.378,00 kPa na cota 3,60 metros. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores apresentaram um comportamento decrescente, variando entre 764,30 kPa e 552,00 kPa. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados, com comportamento crescente, variando entre 1.333,33 kPa e 1.560,00. Na cota 8,60 metros, este valor decresceu, assumindo o valor de 850,00 kPa.

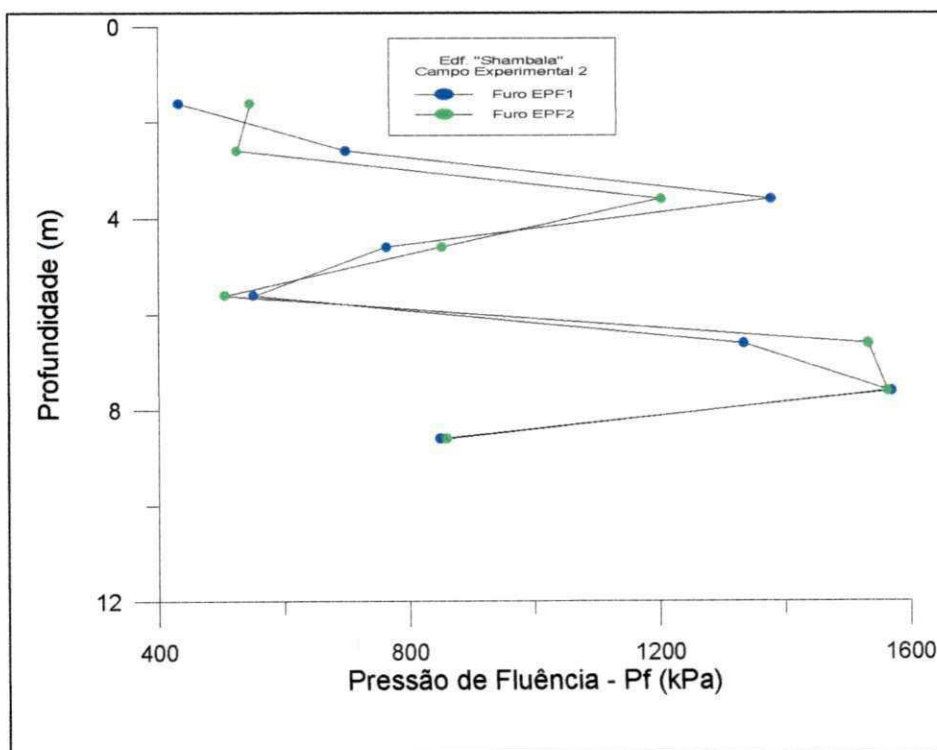


Figura 4.45 - Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”.

No Furo EPF2, o comportamento dos valores da pressão de fluência, P_f , apresentaram um comportamento bastante parecido com o do Furo EPF1, principalmente a partir da cota 2,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores apresentaram-se bastante próximos e com comportamento decrescente, com seus valores variando entre 547,00 kPa e 526,00 kPa. Entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se aparentemente linear e com comportamento decrescente, cujos valores variaram entre 1.203,00 kPa e 506,00 kPa. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados, variando entre 1.532,00 kPa na cota 6,60 metros e 1.569,00 kPa na cota 7,60 metros. Na cota 8,60 metros também ocorreu um decréscimo no valor da pressão de fluência, com este assumindo o valor de 860 kPa.

4.2.3.6.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.46.

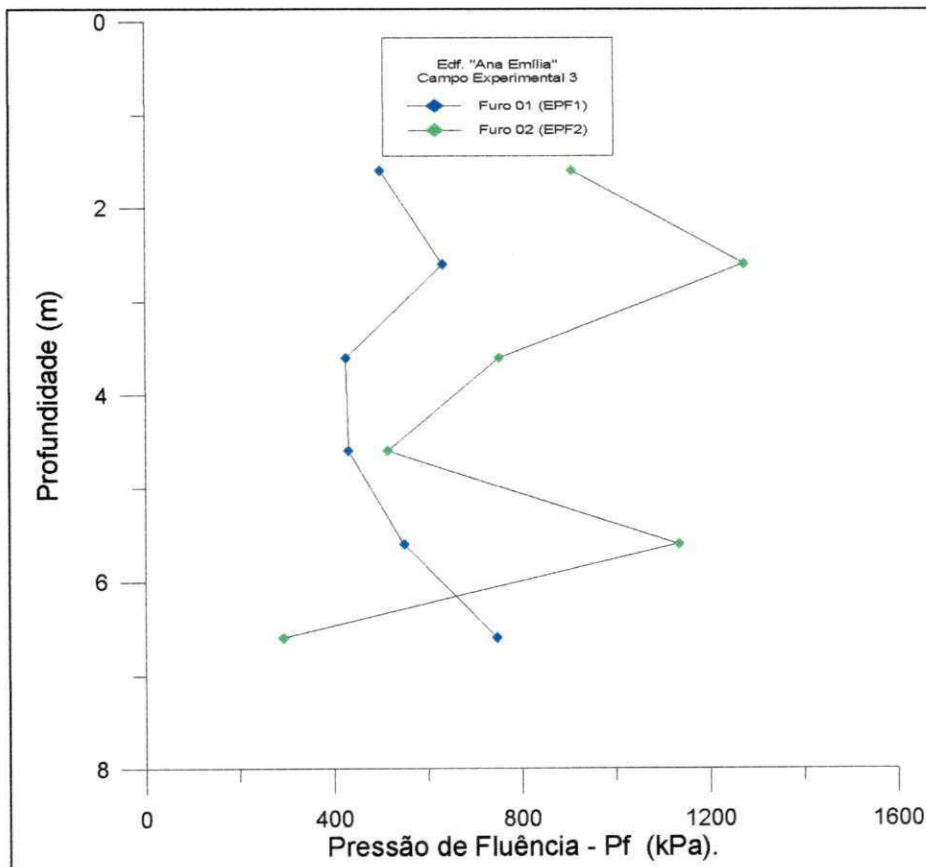


Figura 4.46 - Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”.

No Furo EPF1, os valores da pressão de fluência, com exceção na cota 2,60 metros, apresentaram uma razoável concordância com os parâmetros já analisados, principalmente com os da pressão limite, P_L e do número de golpes do SPT, N_{SPT} . No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, o comportamento dos valores da pressão de fluência, apresentaram-se de forma irregular e seus valores variaram entre 431,60 kPa na cota 3,60 metros e 633,33 kPa na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 6,60 metros, os valores de P_F apresentaram-se com comportamento crescente, variando entre 431,60 kPa na cota 3,60 metros e 747 kPa na cota 6,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, estes valores apresentaram-se bastante próximos e, em seguida, entre as cotas 5,60 e 6,60 metros tornaram-se mais acentuados.

No Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de P_F também apresentaram um comportamento irregular, com seus valores variando entre 752 kPa na cota 3,60 metros e 1.273,00 kPa na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores apresentaram um comportamento decrescente, variando entre 752 kPa e 516 kPa e, em seguida, o valor de P_F apresentou uma significativa elevação na cota 6,60 metros assumindo o valor de 1.133,33 kPa e na cota 6,60 metros, este valor decresceu para 292 kPa.

4.2.3.6.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.47.

O Furo EPF1, deste campo experimental, apresentou uma discreta concordância com alguns dos parâmetros já analisados e seus valores variaram, de forma crescente, entre 367 kPa na cota 1,60 metros e 1.225 kPa na cota 4,60 metros.

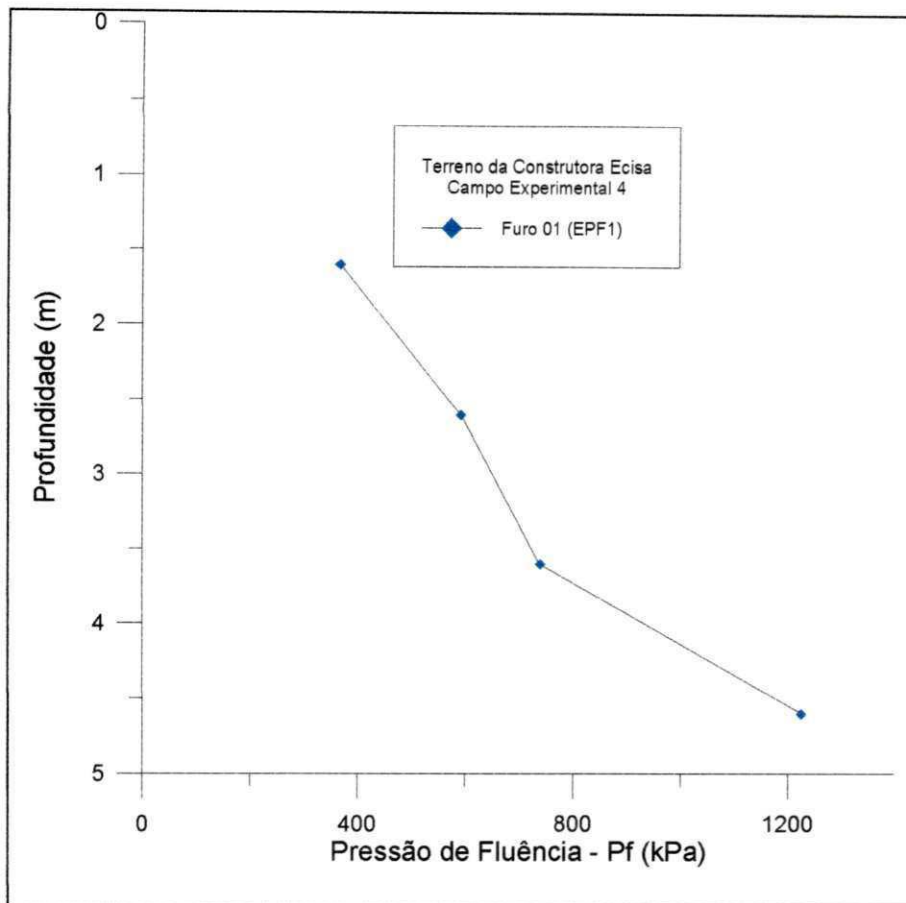


Figura 4.47 - Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.2.3.6.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Neste campo experimental, os valores da pressão de fluência versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.48.

Como pode-se observar na Figura 4.48, de uma forma geral, os valores da pressão de fluência, P_f , não apresentaram concordância definida com os parâmetros analisados, contudo alguns trechos aparentaram uma discreta concordância com os valores da pressão limite e do número de golpes do SPT.

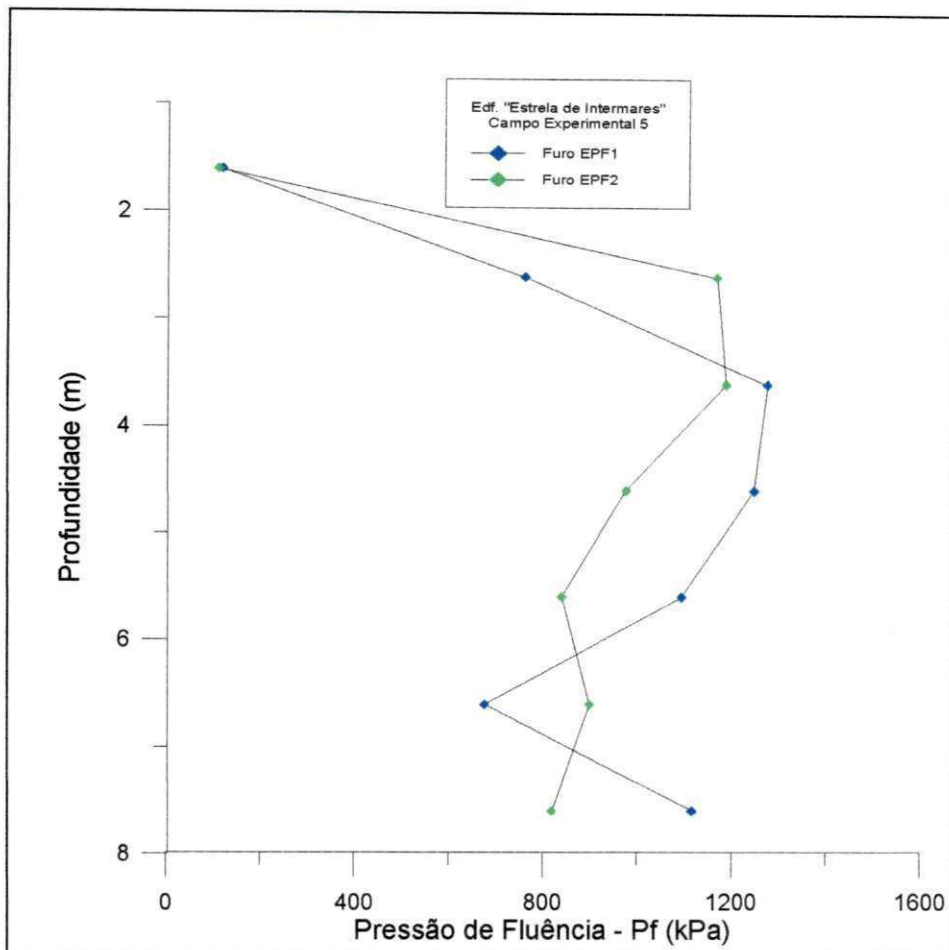


Figura 4.48 - Valores da pressão de Fluência P_f versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermars”.

No Furo EPF1, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores da pressão de fluência apresentaram-se crescentes, aparentando uma discreta linearidade. Na cota 1,60 metros, o valor de P_f foi 119 kPa, enquanto que entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores variaram entre 763 e 1.278 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados e bastante próximos, apresentando um comportamento decrescente e variando entre 1.278 kPa e 1.095,70 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de P_f apresentaram um comportamento decrescente mais acentuado, chegando a 678 kPa na cota 6,60 metros, enquanto que na cota 7,60 metros este valor se elevou para 1.117 kPa.

No Furo EPF2, a pressão de fluência, P_f na cota 1,60 metros, foi de 111 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados e bastante próximos, variando entre 1.170 kPa na cota 2,60 metros e 1.190 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se aparentemente linear e decrescente, variando entre 1.190 kPa e 841 kPa. Na cota 5,60 metros, o valor de P_f apresentou uma pequena elevação para 900 kPa e, em seguida, diminuiu para 802 kPa na cota 6,60 metros.

4.2.3.7 - Avaliação e Identificação do Solo Através das Relações do Módulo

Pressiométrico com a Pressão Limite (E_0/P_L) e do Módulo Pressiométrico com a Pressão Limite Efetiva (E_0/P_L')

Os valores de E_0/P_L e E_0/P_L' em função da profundidade, estão apresentados nas Figuras 4.49 à 4.67.

Alguns autores como MÉNARD (1975), BRIAUD (1992) e CLARKE (1995), dentre outros, procuram relacionar os valores do módulo pressiométrico (E_0) com a pressão limite (P_L) e com a pressão limite efetiva (P_L'), com o intuito de se estabelecer a identificação do tipo de solo através desses parâmetros.

4.2.3.7.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.49 e 4.50. Da Figura 4.49, observou-se que E_0/P_L não apresentou um comportamento bem definido que pudesse evidenciar alguma concordância com o comportamento do perfil dos parâmetros já analisados, contudo a relação E_0/P_L' apresentou a mesma repetibilidade da relação E_0/P_L .

Neste campo experimental, a identificação do solo através da faixa de valores sugeridas por BRIAUD (1992), (Tabela 2.5), apresentou resultados mais “condizentes” com os solos encontrados do que os sugeridos por MÉNARD (1975), (Tabela 2.4) e por CLARKE (1995), (Tabela 2.6).

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L apresentaram-se variando entre 8.88, na cota 1,00 metro e 4.70 na cota 2,00 metros.

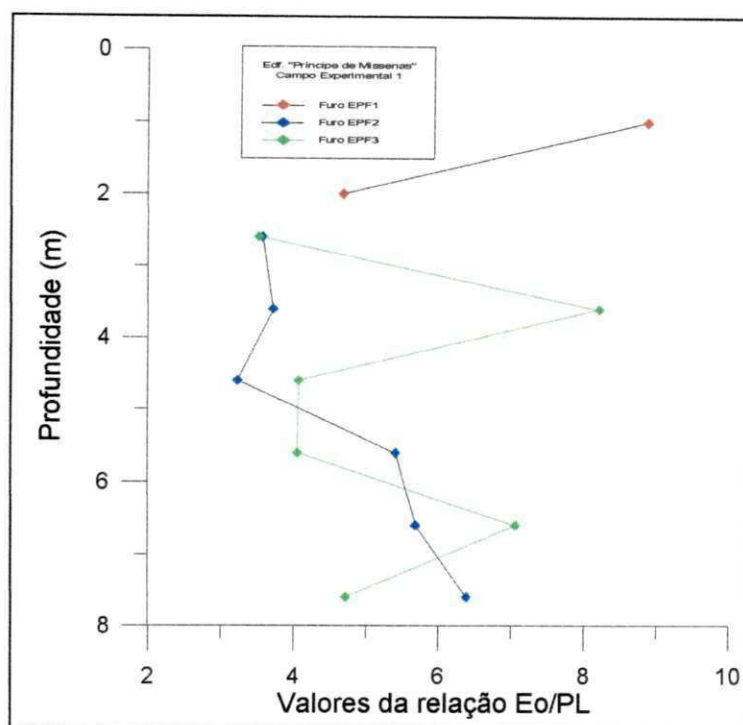


Figura 4.49 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".

No Furo EPF2, ficou evidenciado a existência dos dois trechos distintos; o primeiro entre as cotas 2,60 e 4,60 metros e o segundo entre as cotas 5,60 e 7,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores da relação E_0/P_L variaram de forma irregular entre 3,22, na cota 3,60 metros e 3,71, na cota 4,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L , variaram, de forma crescente, entre 5,41 e 6,70. Na cota 6,60 metros, este valor se elevou para 7,06 e voltou a decrescer na cota 7,60 metros para 4,72.

No Furo EPF3, os valores de E_0/P_L assumiram o valor de 3,52, na cota 2,60 metros; em seguida, na cota 3,60 metros, este valor elevou-se consideravelmente para 8,22. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L são praticamente iguais, já que na cota 4,60 metros, este valor foi de 4,07, enquanto que na cota 5,60 metros, E_0/P_L vale 4,05.

Os valores da relação E_0/P_L' versus a profundidade, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.50 e de acordo com o gráfico, observa-se que os valores da relação E_0/P_L' apresentaram, praticamente, a mesma repetibilidade do comportamento dos valores da relação E_0/P_L .

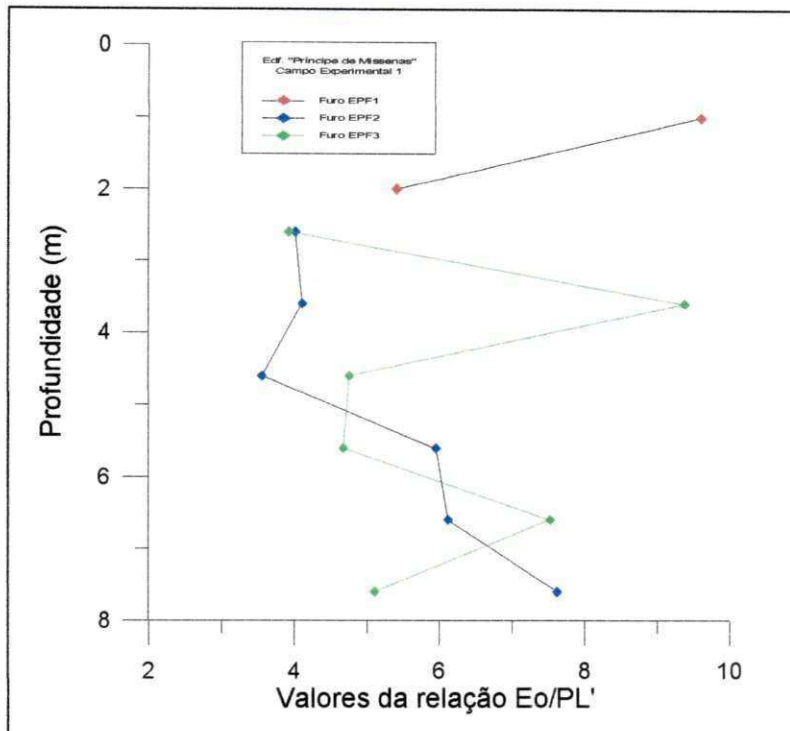


Figura 4.50 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L' juntamente com a relação E_0/P_L , indicam que no Furo EPF1, os valores encontrados para estes parâmetros não se enquadraram adequadamente nas classificações sugeridas por MÉNARD (1975) e CLARKE (1995), enquanto que na de BRIAUD (1992), houve uma razoável concordância. Neste furo, o solo foi identificado, segundo a classificação proposta por BRIAUD (1992), como sendo uma areia pouco compacta, na cota 1,00 metro, à medianamente compacta, na cota 2,00 metros. Pela classificação sugerida por CLARKE (1995), estes valores aproximaram-se de uma areia média à fofa, enquanto que pela de MÉNARD (1975), estes valores tiveram uma grosseira aproximação com os de uma areia siltosa fofa ou de um silte puro, o que comprovadamente, não foi condizente com o solo encontrado.

No Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, segundo a classificação de BRIAUD (1992), trata-se de uma areia fofa, na cota 2,60 metros e pouco compacta à compacta, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. Esta identificação apresenta uma razoável concordância com a sugerida pelo ensaio SPT, que indica o solo como sendo uma areia medianamente compacta. Pela classificação de CLARKE (1995), (Tabela 2.6), o solo não se enquadrou adequadamente em nenhuma das faixas sugeridas, contudo aproximou-se de uma areia muito fofa, enquanto que pela classificação proposta por MÉNARD (1975), (Tabela 2.4), o solo, no referido trecho, não se enquadrou adequadamente em nenhuma das opções sugeridas. No intervalo compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, ocorreu uma descontinuidade dos valores, a qual pode ser uma das características da mudança no tipo de solo encontrado. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, a identificação do solo pela classificação de BRIAUD (1992), (Tabela 2.5), também foi bastante concordante com a sugerida pelo SPT, ou seja, nesse trecho o solo foi identificado como sendo uma areia compacta entre as cotas 5,60 e 6,60 metros e medianamente compacta na cota 7,60 metros. A classificação sugerida por CLARKE (1995), identificou o solo desse trecho, como sendo uma areia fofa; enquanto que pela classificação de MÉNARD (1975), os valores não se enquadraram adequadamente em nenhuma faixa, contudo aproximaram-se de areia siltosa fofa e de uma areia sedimentar.

No Furo EPF3, no trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, segundo BRIAUD (1992), o solo foi identificado como sendo uma areia pouco compacta à medianamente compacta. Pela classificação sugerida por CLARKE (1995), trata-se de uma areia muito fofa à média, enquanto que pela de MÉNARD (1975), estes valores não se enquadram adequadamente em nenhuma das faixas e, pelo perfil do SPT, trata-se de uma areia medianamente compacta de cor amarela. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia pouco compacta à fofa; por CLARKE (1995), este solo é identificado como sendo uma areia muito fofa e por MÉNARD (1975), os valores encontrados também não se enquadraram em nenhuma das faixas, aproximando-se grosseiramente de uma areia siltosa fofa; enquanto que pelo perfil do SPT, o solo foi identificado como uma areia média fofa. Com relação ao trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil do SPT identificou o solo como sendo uma areia compacta a medianamente compacta. Pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992), o solo é uma areia densa à compacta; por

CLARKE (1995), trata-se de uma areia média ou densa à muito fofa, enquanto que para a classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo aproxima-se de uma areia com pedregulho ou de uma areia sedimentar.

4.2.3.7.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.51 e 4.52. Destes gráficos, observou-se que houve, em alguns trechos, uma discreta concordância com o número de golpes do SPT, com a pressão limite P_L e, em algumas vezes, com o comportamento do módulo E_0 , contudo não há evidências significativas de que E_0/P_L e E_0/P_L' possuam alguma relação com o comportamento dos perfis dos parâmetros já analisados.

Neste campo experimental, observou-se também, que a identificação do solo através da faixa de valores sugeridas por BRIAUD (1992), (Tabela 2.5), também apresentou resultados mais condizentes com os solos encontrados, do que os sugeridos por MÉNARD (1975), (Tabela 2.4) e por CLARKE (1995), (Tabela 2.6).

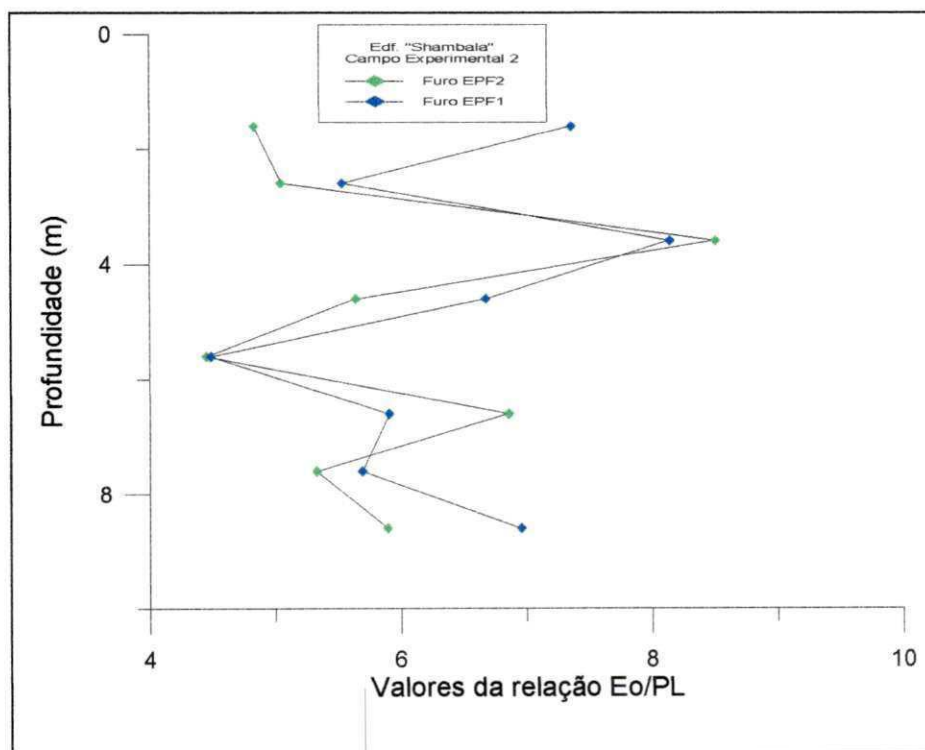


Figura 4.51 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”.

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L apresentaram valores variando entre 4,48 e 8,14. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, E_0/P_L variou entre 7,35 e 5,53, em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, esses valores se elevaram, variando de forma decrescente entre 8,14 e 6,67. Com relação ao trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L apresentaram-se mais reduzidos, variando entre 4,48 na cota 5,60 metros e 5,90 na cota 7,60 metros. Na cota 8,60 metros, observou-se uma significativa elevação, com E_0/P_L assumindo o valor de 6,95.

No Furo EPF2, observou-se que a relação E_0/P_L apresentou uma razoável concordância com o comportamento de alguns parâmetros já analisados, principalmente com a pressão limite e o número de golpes do SPT. Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentaram valores de E_0/P_L bastante próximos, variando entre 4,83 e 5,04; em seguida, observou-se uma brusca elevação na cota 3,60 metros, com E_0/P_L assumindo o valor de 8,50, sendo este, mais um indicativo da alteração do tipo de solo encontrado nesta profundidade. No trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L apresentaram-se decrescentes, variando entre 8,50 e 4,45. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L variaram de forma decrescente entre 6,86 e 5,33, enquanto que na cota 8,60 metros, este valor foi de 5,89.

Os valores da relação E_0/P_L' , conforme se observa na Figura 4.52, também apresentaram um comportamento similar ao de E_0/P_L .

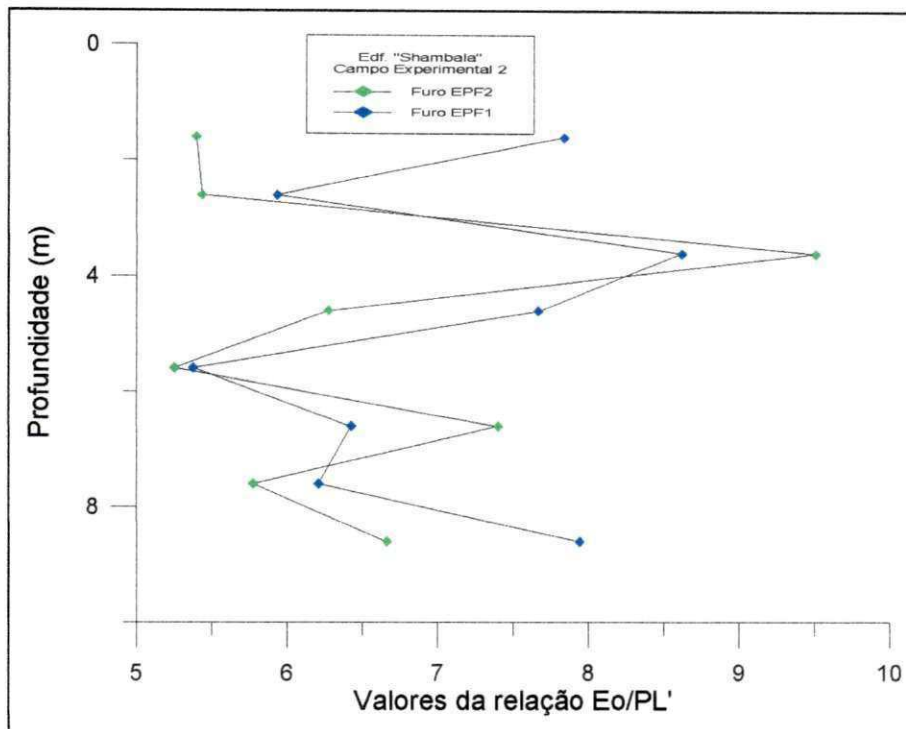


Figura 4.52 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L' , entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, variaram entre 7,83 e 5,93; em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, esses valores também se elevaram, variando de forma decrescente, entre 8,62 e 7,67. Com relação ao trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L' foram reduzidos, variando entre 5,60, na cota 5,60 metros e 6,32, na cota 7,60 metros, enquanto que na cota 8,60 metros, E_0/P_L' elevou-se para 7,94.

No Furo EPF2, os valores de E_0/P_L' , entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, foram praticamente iguais, variando entre 5,40, na cota 1,60 metros e 5,43, na cota 2,60 metros; em seguida, na cota 3,60 metros, E_0/P_L' elevou-se para 9,50. No trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L' apresentaram-se decrescentes, variando entre 9,50 e 5,23. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L' se elevaram um pouco, variando de forma decrescente, entre 7,40 e 5,77, enquanto que na cota 8,60 metros, este valor foi de 6,66.

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L' , juntamente com a relação E_0/P_L , identificaram os estratos encontrados no Furo EPF1 da seguinte forma.

Na cota 1,60 metros, usando a tabela sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia medianamente compacta, por CLARKE (1996), o solo também é identificado como sendo uma areia média. Conforme se observa, no perfil do solo obtido através do SPT, as identificações sugeridas por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), tornam-se bastante compatíveis com a obtida do perfil do SPT (Figura 4.6), que identificou o solo como uma areia fina fofa à pouco compacta, enquanto que pela classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo não se enquadrou adequadamente em nenhuma faixa, aproximando-se, de forma grosseira, de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho, o que, conforme se observa, não condiz com a realidade do solo encontrado.

No trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o perfil de sondagem do SPT, identificou o solo encontrado como sendo uma areia média, amarelada, pouco compacta à compacta. As identificações sugeridas por BRIAUD (1992) e CLARKE (1996), neste estrato, também apresentaram uma razoável concordância com a obtida no perfil de sondagem, já que pela classificação sugerida por BRIAUD (1992), o estrato é identificado como sendo constituído por uma areia medianamente compacta à muito densa e pela de CLARKE (1996), neste estrato, o solo varia entre uma areia muito fofa, no seu início, à uma areia densa, no seu final. Com relação à identificação sugerida por MÉNARD (1975), observou-se que os valores obtidos continuaram não se enquadrando adequadamente em nenhuma das faixas sugeridas.

No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, as identificações sugeridas pelo perfil de sondagem do SPT, por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), são bastante concordantes e identificam o estrato como sendo constituído de um solo que variou entre uma areia de média compactidade à fofa, no seu início, à uma areia muito fofa à fofa, no seu final. No caso da identificação sugerida por MÉNARD (1975), os valores obtidos aproximaram-se, grosseiramente, das faixas de valores que indicam o trecho como sendo constituído por um solo que vai de uma areia sedimentar à uma areia siltosa fofa.

No trecho entre as cotas 6,60 e 8,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como uma areia compacta à medianamente compacta. Pelos valores

sugeridos por BRIAUD (1992), o solo do trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, é identificado como sendo uma areia densa à muito densa e na cota 8,60 metros, como sendo uma areia compacta. A identificação sugerida por CLARKE (1996) é a mesma sugerida por BRIAUD (1992), exceto na cota 6,60 metros, na qual o solo foi identificado como sendo uma areia fofa, o que, aparentemente, não é uma identificação realística das condições de compacidade do solo encontrado. Segundo a classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo encontrado neste trecho pode ser uma areia sedimentar ou areia sedimentar com pedregulho.

Para o Furo EPF2, na cota 1,60 metros, o perfil de sondagem do SPT (Figura 4.7), indicou que o estrato era constituído por uma areia fina, pouco compacta, de cor clara. Pela classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia fofa à pouco compacta e por CLARKE (1996), indica o solo como sendo uma areia muito fofa. Conforme se observou no perfil do solo obtido através do ensaio SPT, a identificação sugerida por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996) são razoavelmente compatíveis com a obtida pelo perfil do SPT. Através da classificação sugerida por MÉNARD (1975), observou-se que os valores obtidos novamente não se enquadraram adequadamente em nenhuma das faixas.

Na cota 2,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, vermelha, medianamente compacta; entretanto, pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996). O solo é uma areia pouco compacta, segundo os valores sugeridos BRIAUD (1992), e uma areia muito fofa, segundo os de CLARKE (1996). Neste trecho, observou-se também que os valores obtidos também não se enquadraram em nenhuma das faixas sugeridas por MÉNARD (1975).

Na cota 3,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia, média, vermelha, compacta. Segundo os valores sugeridos por BRIAUD (1992) e por CLARKE(1996), o solo é identificado como sendo uma areia densa, enquanto que pela de MÉNARD (1975), o solo aproxima-se de uma areia sedimentar. Esta identificação contudo, não se apresenta bem definida, haja visto que nem todos os parâmetros obtidos nesta cota se enquadraram adequadamente na faixa de valores sugerida.

No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o perfil de sondagem do SPT, identificou o solo como sendo uma areia vermelha, média, medianamente compacta. Esta identificação é bastante concordante com a identificação sugerida por BRIAUD (1992), que diz tratar-se de uma areia medianamente compacta à fofa. Pelos valores sugeridos por CLARKE (1996), o solo é identificado como sendo uma areia fofa a muito fofa, enquanto que por MÉNARD (1975), o solo é uma areia sedimentar ou uma areia siltosa fofa, contudo, neste caso, alguns parâmetros também não se enquadraram de forma adequada nas faixas sugeridas.

No trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, vermelha, compacta à medianamente compacta. Pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia densa, pelos de CLARKE (1996), trata-se de uma areia média à fofa e pela classificação sugerida por MÉNARD (1975), os valores aproximam-se dos de uma areia com pedregulho.

Na cota 8,60 metros, as identificações sugeridas são bastante discrepantes. O perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo um silte argiloso, cinza, de consistência dura a rija. De acordo com os valores obtidos dos parâmetros analisados, observou-se que as classificações do solo, sugeridas por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), não se apresentaram compatíveis com as do perfil de sondagem, haja vista que pelos valores de BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia medianamente compacta e pelos de CLARKE (1996), como sendo uma areia fofa, enquanto que pelos de MÉNARD (1975), o solo é identificado como um silte puro.

4.2.3.7.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.53 e 4.54. Destes gráficos, observa-se também, que houve, em alguns trechos, uma discreta concordância com o número de golpes do SPT, com a pressão limite P_L e, algumas vezes, com o comportamento do módulo pressiométrico E_0 . Contudo também não há evidências significativas de que

E_0/P_L e E_0/P_L' possuem algum tipo de relação com o comportamento dos parâmetros já analisados.

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L apresentam-se da seguinte forma: no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores E_0/P_L não apresentaram um comportamento bem definido, com seus valores variando entre 3,61, na cota 1,60 metros e 7,05 na cota 2,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0/P_L apresentaram uma significativa elevação, com seus valores variando entre 6,32 na cota 3,60 metros e assumindo o valor de 10,68, na cota 4,60 metros e no trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 6,60 estes valores voltaram a reduzir-se, com E_0/P_L valendo 6,44 na cota 5,60 metros. e 7,99 na cota 6,60 metros.

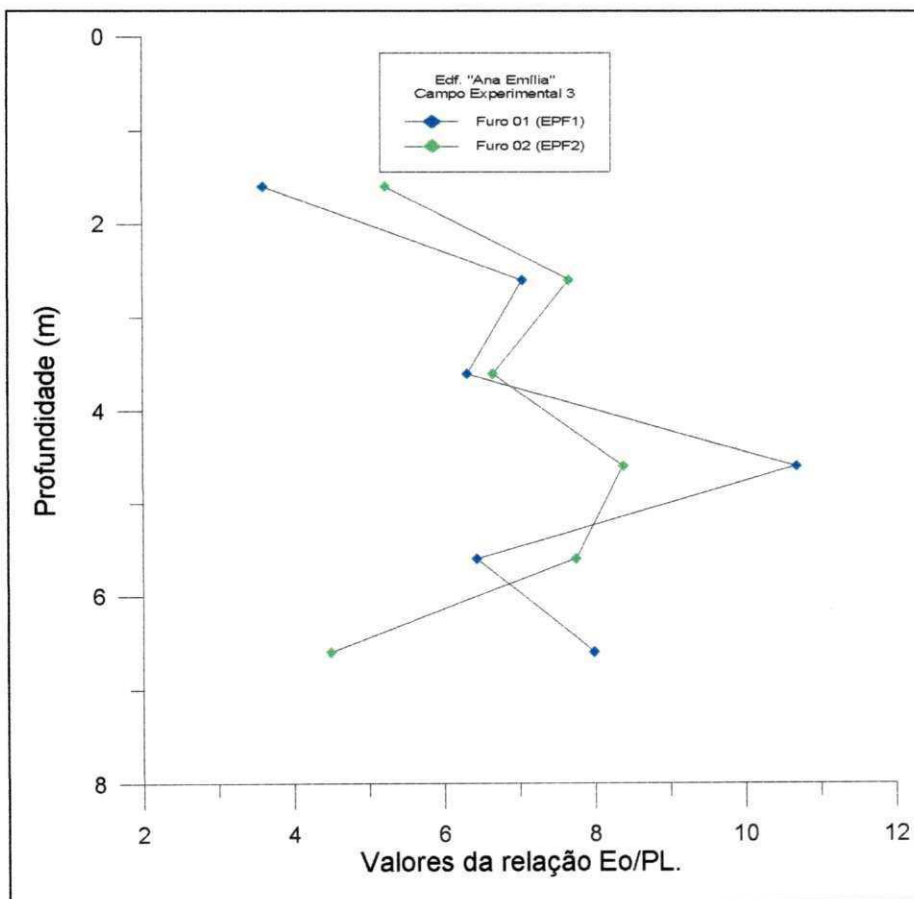


Figura 4.53 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília".

No Furo EPF2, os valores de E_0/P_L apresentaram-se bastante irregulares, no trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, estes valores variaram entre 5.23, na cota 1,60 metros e 8.83, na cota 2,60 metros, entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, os valores de E_0/P_L variaram entre 4.49, na cota 6,60 metros e 7.75, na cota 5,60 metros.

Neste campo experimental, os valores da relação E_0/P_L' também apresentaram a mesma repetibilidade que a relação E_0/P_L , conforme se observa no gráfico da Figura 4.54.

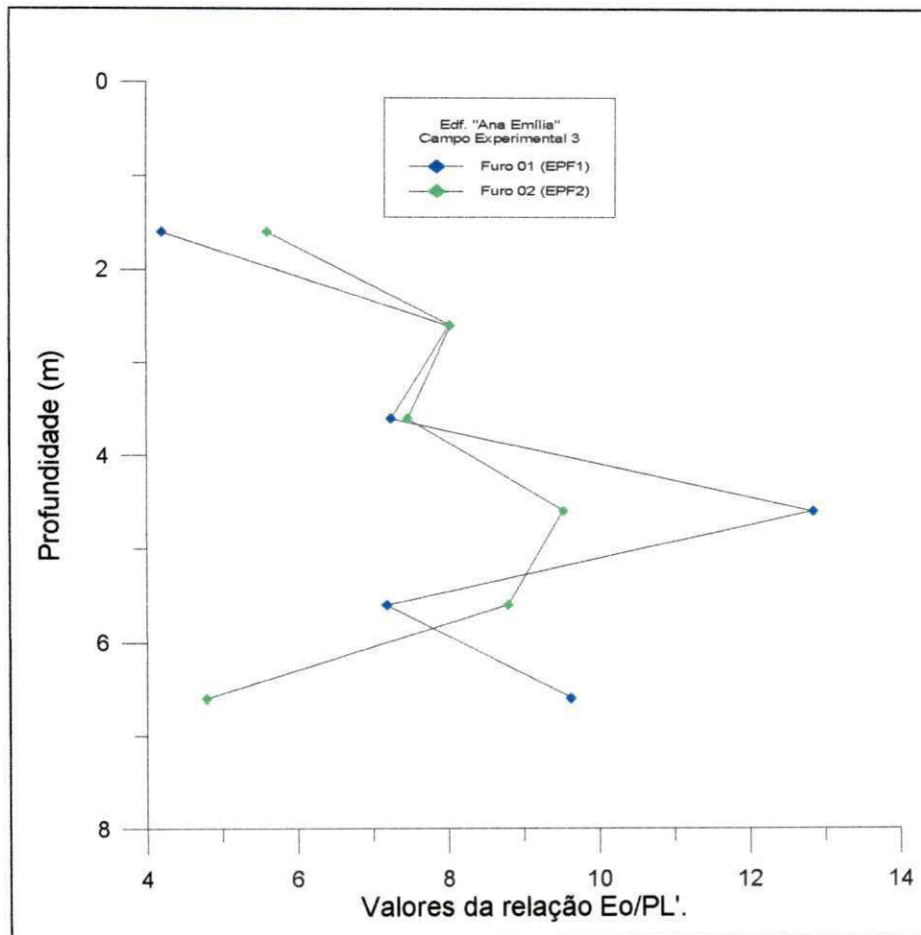


Figura 4.54 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L' , no trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, variam de forma irregular, entre 4,21 na cota 1,60 metros e 8,03 na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0/P_L' se elevaram e variaram entre 7,25 na cota 3,60 metros e 12,84 na cota 4,60 metros. Com relação ao

trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, estes valores foram novamente reduzidos, com E_0/P_L valendo 7,18 na cota 5,60 metros, e 9,62 na cota 6,60 metros.

No Furo EPF2, da mesma forma que E_0/P_L , os valores de E_0/P_L apresentaram-se bastante irregulares, com o trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros apresentando valores que variaram entre 5,60 e 9,91; entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, também variaram de forma irregular, sendo 4,79 na cota 6,60 metros e 8,79 na cota 5,60 metros.

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L , juntamente com a relação E_0/P_L , identificaram da seguinte forma os estratos encontrados no Furo EPF1.

No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, o perfil de sondagem do SPT (Figura 4.8) indicou que o estrato era constituído por uma areia fina, fofa à pouco compacta, de cor clara. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia compacta e pela de CLARKE (1996), é identificado como sendo uma areia muito fofa à fofa, entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, e densa na cota 4,60 metros. Com relação à classificação sugerida por MÉNARD (1975), observou-se que os valores obtidos se aproximaram, razoavelmente, de uma areia sedimentar ou de um silte puro. Conforme se observa, no perfil do solo, obtido através do ensaio SPT, a identificação sugerida por CLARKE (1996) é razoavelmente compatível com a obtida do perfil do SPT, enquanto que a sugerida por BRIAUD (1992) apresenta-se discordante.

No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o perfil de sondagem do SPT indicou o solo variando entre uma areia média e grossa, de cor clara à uma areia pouco argilosa, compacta, de cor cinza. BRIAUD (1992) apresenta uma boa concordância com o perfil de sondagem e identifica o solo como sendo uma areia compacta à densa, e CLARKE (1996), entretanto, identifica o solo de forma diferente, ou seja, como sendo uma areia compacta à densa. Neste trecho, observa-se também que segundo a classificação de MÉNARD (1975), os valores obtidos aproximam-se dos de uma areia sedimentar ou de um silte puro, o que não é condizente com o solo encontrado.

No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia fina, pouco compacta à fofa, de cor escura. Esta identificação é bastante concordante com a sugerida por BRIAUD (1992), que indica o solo como uma areia densa à pouco compacta, e com a de CLARKE (1996), que indica o solo como sendo uma areia média. Segundo a classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo é identificado como sendo uma areia sedimentar ou mesmo um silte puro. Esta identificação contudo, não se apresentou bem definida, haja vista que nem todos os parâmetros obtidos nesta cota se enquadraram adequadamente nas faixas de valores sugeridas.

No Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros é identificado pelo perfil de sondagem do SPT como sendo constituído por uma areia fina, fofa à média, de cor clara. A identificação sugerida por BRIAUD (1992), diz tratar-se de uma areia compacta; segundo a de CLARKE (1996), o solo é uma areia fofa, enquanto que, segundo a de MÉNARD (1975), o solo é um silte puro. Observou-se neste trecho, que as identificações sugeridas por BRIAUD (1992) e CLARKE (1996) apresentaram resultados relativamente concordantes com a do perfil de sondagem do SPT, enquanto que a sugerida por MÉNARD (1975) apresentou-se bastante discrepante.

No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o perfil de sondagem identifica o solo como sendo uma areia média, fofa, de cor escura. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia compacta e, por CLARKE (1996), o solo é uma areia fofa à média. Por MÉNARD (1975), o solo é identificado como sendo um silte puro, sendo esta uma identificação bastante equivocada, conforme se observou através do exame táctil-visual do solo encontrado.

Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, segundo o perfil de sondagem do SPT, o solo encontrado foi uma areia média, amarelada, pouco compacta à medianamente compacta. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia compacta e por CLARKE (1996) é uma areia fofa, enquanto que por MÉNARD (1975), o solo é indicado, também de forma equivocada, como sendo um silte puro.

No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia fina, medianamente compacta, de cor escura. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é uma areia compacta à densa, segundo a de CLARKE (1996), trata-se de uma areia medianamente compacta à muito fofa e para a classificação sugerida por MÉNARD (1975), os valores aproximaram-se dos de uma areia sedimentar ou de um silte puro.

4.2.3.7.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.55 e 4.56. Destes gráficos, observa-se que houve, em alguns trechos, uma discreta concordância com o número de golpes do SPT (N_{SPT}), com a pressão limite, P_L e, algumas vezes, com o comportamento do módulo pressiométrico, E_0 . Contudo, também não houveram evidências significativas de que E_0/P_L e E_0/P_L' possuam alguma relação com o comportamento dos parâmetros já analisados.

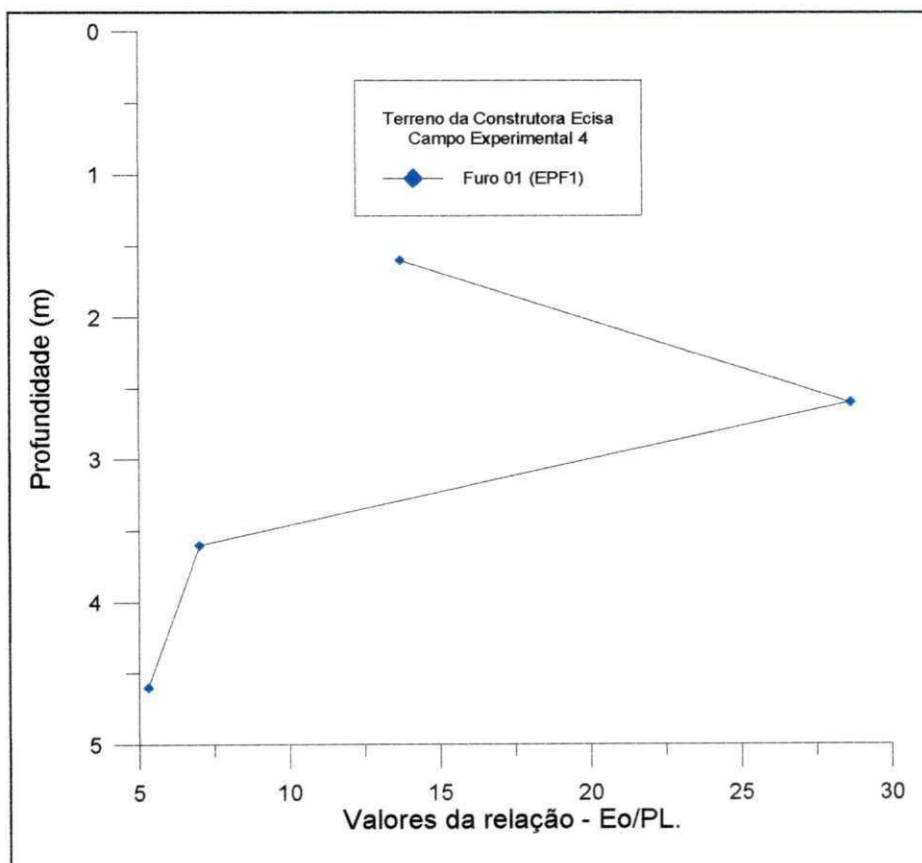


Figura 4.55 - Valores da relação E_0/P_L versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

No Furo EPF1, no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da E_0/P_L apresentaram-se elevados, variando de forma crescente entre 13,69 e 29,52, enquanto que no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, reduziram-se, variando de forma decrescente entre 7,00 e 5,30.

Neste campo experimental, conforme se observa na Figura 4.56, o comportamento dos valores da relação E_0/P_L' , também apresentaram a mesma repetibilidade dos valores de E_0/P_L . No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores de E_0/P_L' variaram entre 14,55 e 30,98, enquanto que no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros E_0/P_L' variou entre 7,01 e 5,35.

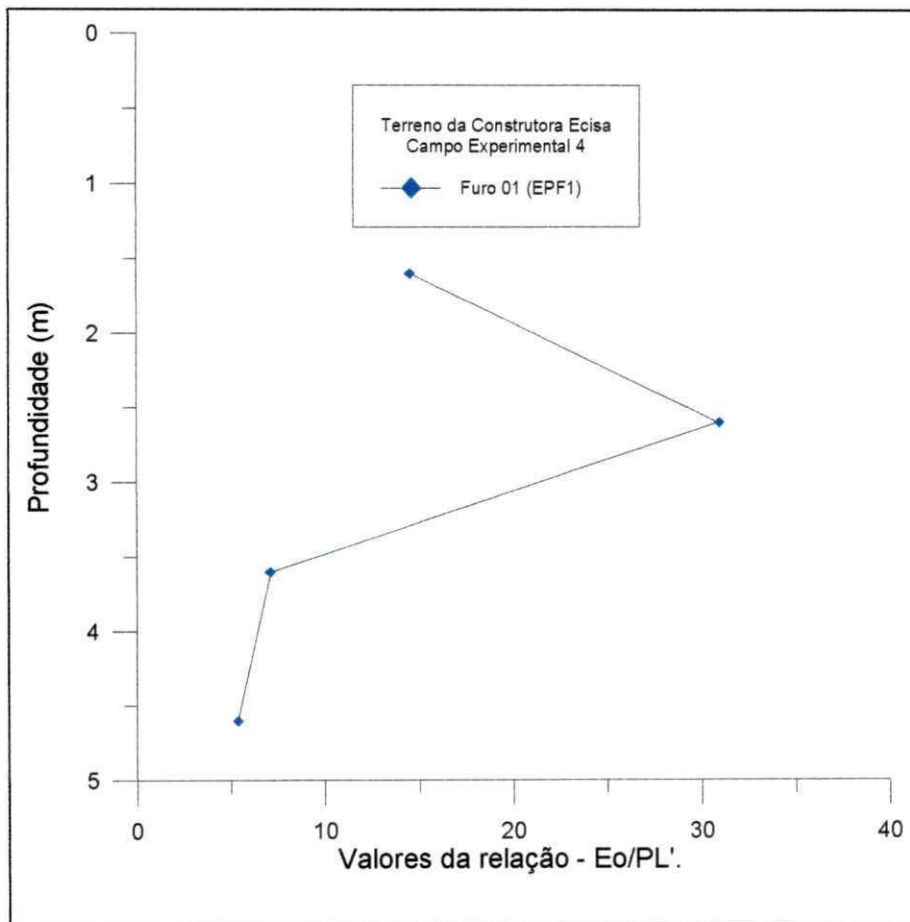


Figura 4.56 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Neste furo, observou-se do perfil de sondagem do SPT, que o solo encontrado é um arenito, medianamente compacto à compacto, de cor amarela. Segundo a classificação de BRIAUD (1992), o solo encontrado trata-se de uma areia compacta à muito densa; por CLARKE (1996), o solo é identificado como sendo uma rocha

decomposta à uma areia média, nas cotas 1,60 e 2,60 metros e uma areia média à fofa entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. Segundo a de MÉNARD (1975), o solo encontrado varia entre um silte puro à uma argila rija, entre as cotas 1,60 e 2,60 e entre uma areia sedimentar ou uma areia com pedregulho, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros.

4.2.3.7.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.57 e 4.58. Destes gráficos, observou-se que o comportamento dos valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' também não apresentaram uma concordância significativa com o número de golpes do SPT (N_{SPT}), com a pressão limite (P_L) e com o módulo pressiométrico E_0 . Além disso, os processos de identificação do solo, sugeridos por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), identificaram o solo com estados de compacidades bem mais elevados do que os diagnosticados pelo perfil de sondagem do SPT, ficando desta forma evidenciado que as alterações sofridas pelo solo foram bastante significativas.

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L , conforme se observa na Figura 4.57, apresentaram o seguinte comportamento: no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da relação E_0/P_L foram relativamente baixos e variaram, de forma crescente, entre 3,01 e 3,24. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores E_0/P_L elevaram-se um pouco mais, variando, de forma crescente, entre 5,90 e 6,39. Na cota 5,60 metros, E_0/P_L apresentou o seu pico máximo no furo, assumindo o valor de 9,02. Em seguida, no trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a diminuir e variaram entre 4,75 e 6,93.

No Furo EPF2, os valores da relação E_0/P_L apresentaram, a partir da cota 2,60 metros, uma discreta linearidade crescente. Na cota 1,60 metros o valor de E_0/P_L foi 6,08. No trecho entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, E_0/P_L variou entre 5,38 e 6,32, enquanto que no trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, este valor ficou entre 6,32 e 7,33.

Assim como nos demais campos experimentais analisados, o comportamento dos valores da relação E_0/P_L' apresentou-se idêntico ao da relação E_0/P_L , conforme se observa na Figura 4.57.

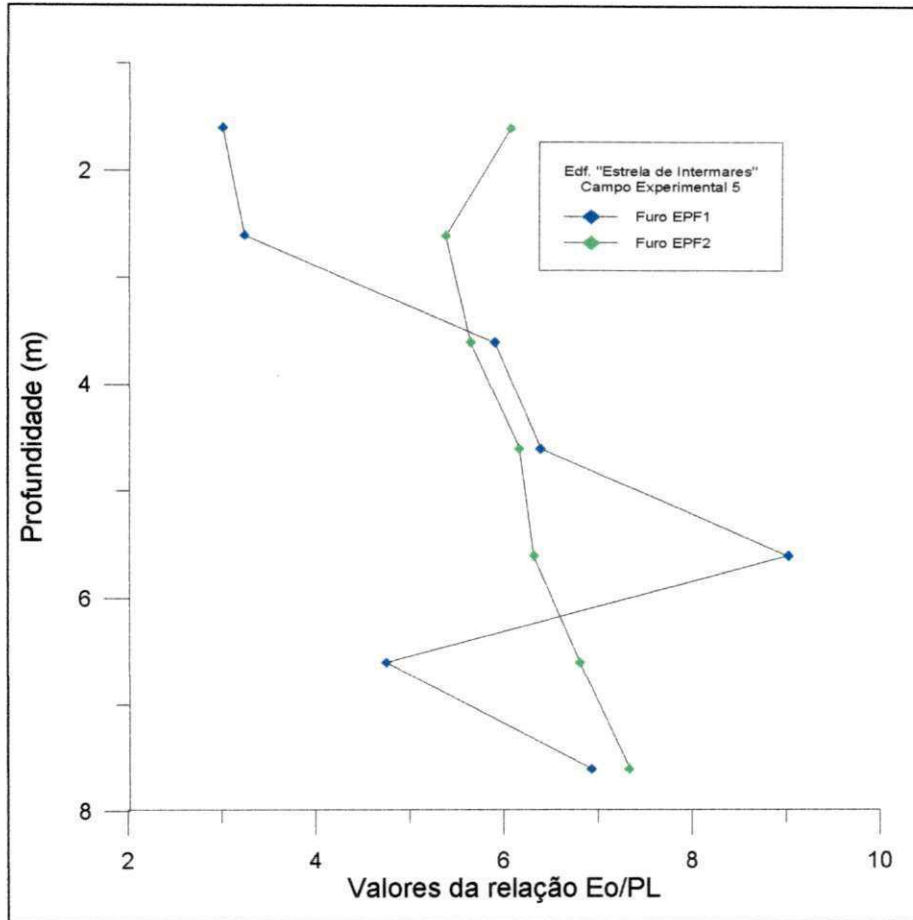


Figura 4.57 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermars".

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L' , conforme se observa na Figura 4.58, apresentaram-se variando, de forma crescente, entre 3,11 e 3,41, no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0/P_L' elevaram-se um pouco, variando também de forma crescente, entre 6,11 e 6,69. Na cota 5,60 metros, E_0/P_L' apresentou-se com seu valor máximo, assumindo o valor de 9,12. Em seguida, no trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a decrescer e variaram entre 4,95 e 7,34.

No Furo EPF2, os valores da relação E_0/P_L' apresentaram o seguinte comportamento: na cota 1,60 metros o valor de E_0/P_L' foi 6,89. No trecho entre as

cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L' variaram de forma crescente, entre 5,78 e 6,43, enquanto que no trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores variaram entre 7,04 e 7,65.

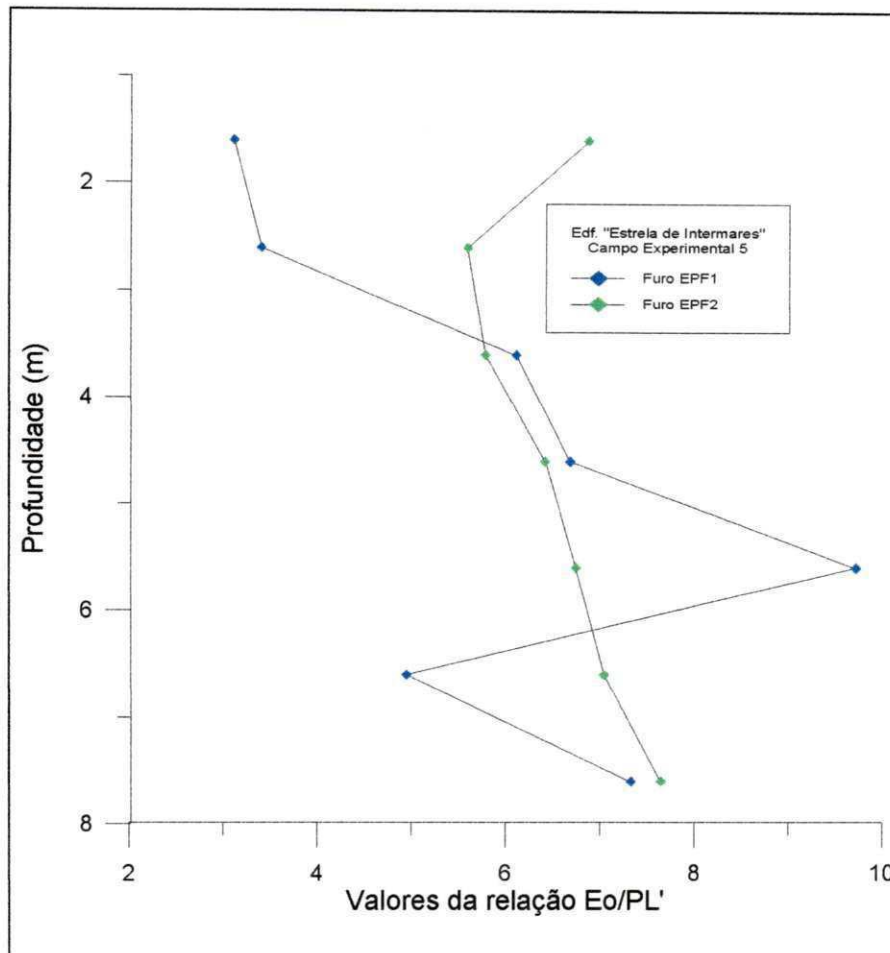


Figura 4.58 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L' , juntamente com a relação E_0/P_L , indicaram que os estratos encontrados nos Furos EPF1 e EPF2, podem ser identificados como a seguir.

No Furo EPF1, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, foi identificado, pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia fofa, fina, clara. Neste trecho, os valores obtidos para os parâmetros E_0 , P_L e P_L' não se enquadraram totalmente nas faixas sugeridas por BRIAUD (1992), CLARKE (1996) e MÉNARD (1975). Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo pode ser uma

areia fofa ou compacta, enquanto que pelos valores sugeridos por CLARKE (1996), este solo pode ser uma areia muito fofa, enquanto que a de MÉNARD (1975) diz tratar-se de um silte puro ou de uma areia siltosa fofa. Durante a execução do ensaio pressiométrico, nesta cota, observou que o solo original havia sido retirado e em seu lugar foi colocado um material siltoso como aterro.

No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor amarela. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD, (1992) o solo é identificado como sendo uma areia fofa à compacta. Por CLARKE (1996), trata-se de uma areia muito fofa à fofa e através da classificação de MÉNARD (1975), o solo aproxima-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

Entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o solo encontrado foi identificado, pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor clara. Segundo a classificação de BRIAUD (1992), neste trecho o solo apresenta um estado de compacidade mais elevado e é identificado como sendo uma areia compacta à muito densa. As alterações no estado de compacidade do solo também são observadas através da classificação sugerida por CLARKE (1996), que diz tratar-se de uma areia que varia de fofa à densa, enquanto que pela identificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo pode ser uma areia sedimentar ou uma areia com pedregulho.

No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, compacta, de cor clara. A identificação sugerida por BRIAUD (1992) indicou o solo como sendo uma areia densa à muito densa e a sugerida por CLARKE (1996) diz tratar-se de uma areia densa à muito fofa, entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, e média ou fofa na cota 7,60 metros. Segundo a classificação de MÉNARD (1975), por sua vez, indicou que, neste trecho, o solo também foi identificado como uma areia sedimentar ou uma areia com pedregulho.

No Furo EPF2, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo encontrado no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, como sendo uma areia fina, fofa

à medianamente compacta, de cor clara. Assim como no furo anterior, durante a realização da campanha de ensaios pressiométricos, constatou-se que este foi substituído, conforme citado anteriormente, por um aterro constituído de um solo siltoso. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo encontrado foi identificado como sendo uma areia fofa; segundo a identificação sugerida por CLARKE (1996), o solo encontrado é uma areia muito fofa e pela de MÉNARD (1975), trata-se de um aterro jovem, e, desta forma, mostrando-se bastante concordante com o solo encontrado.

No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o perfil de sondagem do SPT, identificou o solo como sendo uma areia média, medianamente compacta à pouco compacta, de cor clara. De acordo com a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo encontrado apresentou um estado de compactidade também mais elevado que o observado no perfil de sondagem do SPT e foi identificado como sendo uma areia densa à muito densa. Esta alteração entretanto, não foi constatada pelos valores sugeridos por CLARKE (1996), que identificaram o solo como sendo uma areia fofa, enquanto que pela classificação de MÉNARD (1975), o solo aproximou-se da identificação de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o solo foi identificado pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia média, compacta à medianamente compacta, de cor escura. A classificação de BRIAUD (1992) identificou o solo como sendo uma areia densa, a de CLARKE (1996) indicou o solo como sendo uma areia fofa, enquanto que pela de MÉNARD (1975) o solo também aproximou-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, o solo foi identificado pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia média, medianamente compacta, de cor amarela. A classificação de BRIAUD (1992) identificou o solo como sendo uma areia densa à muito densa, a de CLARKE (1996) indicou o solo como sendo uma areia fofa, enquanto que pela de MÉNARD (1975) o solo também aproximou-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia fina, medianamente compacta à compacta, de cor cinza. A classificação de BRIAUD (1992) identificou o solo como sendo uma areia densa, a de CLARKE (1996) indicou o solo como sendo uma areia média e a de MÉNARD (1975) indicou que, neste trecho, o solo também aproximou-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

4.3 - Correlações entre os Parâmetros Pressiométricos e os Parâmetros do Ensaio SPT.

4.3.1 - Generalidades

Uma tentativa de correlacionar os principais parâmetros do ensaio pressiométrico com os do ensaio SPT é apresentada nas Figuras 4.59 a 4.68. Destes gráficos, pode-se observar que os resultados obtidos foram razoavelmente satisfatórios. Contudo, devido às limitações do número de ensaios, estas correlações indicam apenas uma tendência de comportamento entre estes parâmetros. Faz-se necessário, portanto, que seja obtido um maior número de resultados destes ensaios em solos arenosos para que seja possível se estabelecer correlações precisas.

4.3.2 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e o N_{SPT}

4.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf “Príncipe de Missenas”

O gráfico da correlação entre o módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}) é apresentado na Figura 4.59. Neste gráfico estão incluídos os resultados obtidos nos Furos EPF2 e EPF3 e, através destes, obteve-se a correlação $E_0 = 411,02 \cdot N_{SPT}$, com um coeficiente de determinação $R^2=0,86$.

De uma forma geral, a correlação obtida neste campo experimental, apresentou-se próxima da obtida por BRIAUD (1992), para solos arenosos; haja vista que, através

de uma relação de proporção direta, obteve a correlação $E_0 = 384,30 \cdot N_{SPT}$, para os valores do módulo pressiométrico, E_0 , e do número de golpes do SPT (N_{SPT}).

Analisando-se separadamente os Furos EPF2 e EPF3, observou-se que as correlações obtidas apresentavam-se bastante distintas. No Furo EPF2, a correlação obtida foi $E_0 = 330,96 \cdot N_{SPT}$, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,90$ e no Furo EPF3, obteve-se $E_0 = 573,36 \cdot N_{SPT}$, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$.

A discrepância nos resultados entre os furos, pode ser o indicativo de que alguns ensaios não tenham sido executados de forma satisfatória; contudo, ambos se apresentaram bastante confiáveis.

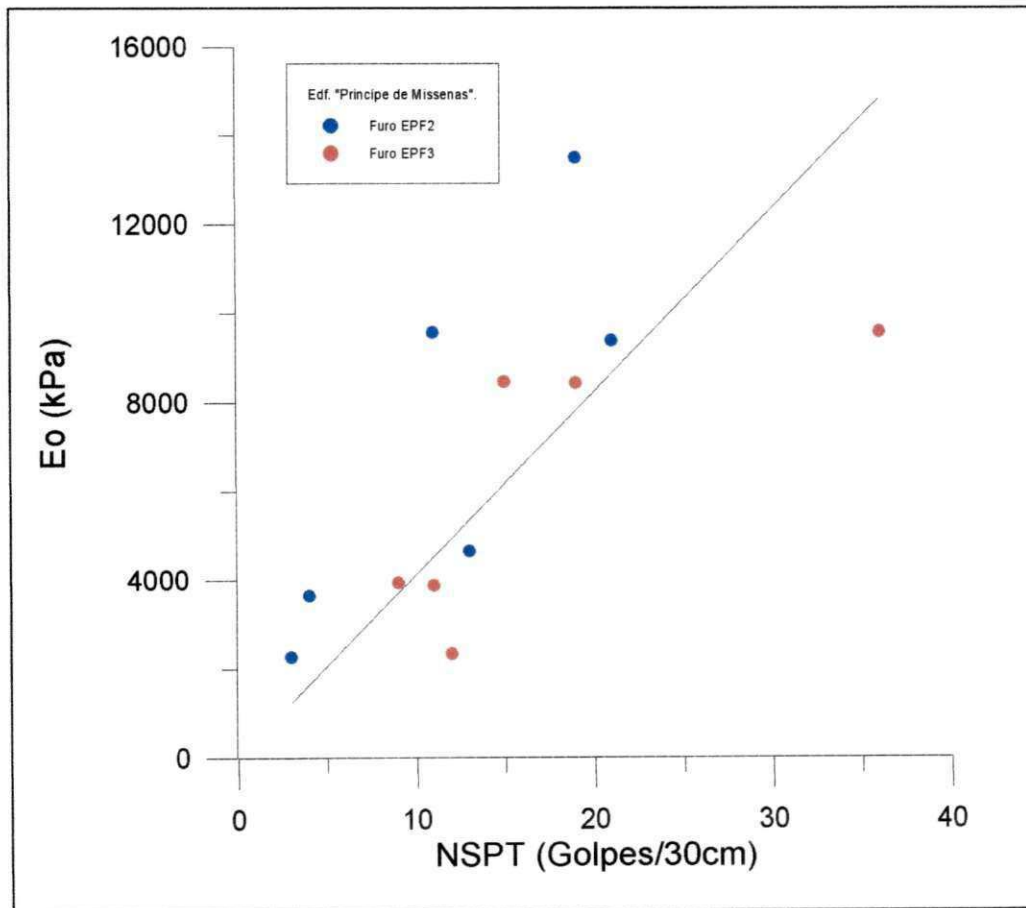


Figura 4.59 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 1- Edf. "Príncipe de Missenas".

4.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

Os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.60. Neste gráfico estão incluídos os resultados obtidos por estes parâmetros nos furos EPF1 e EPF2.

Dos valores obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,92$, a correlação: $E_0 = 632,34 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que o Furo EPF1, apresentou a correlação: $E_0 = 782,30 \cdot N_{SPT}$, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$, e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação, $R^2 = 0,99$, obteve-se $E^2 = 541,11 \cdot N_{SPT}$.

Os resultados acima mostraram-se bastante satisfatórios, evidenciando que realmente existe uma relação de proporcionalidade entre os valores de E_0 e os do N_{SPT} . As correlações entre E_0 e o N_{SPT} , neste campo experimental, apresentaram-se bem mais elevadas do que as obtidas por BRIAUD (1992), para solos arenosos, contudo os valores dos coeficientes de determinação R^2 , indicam que os resultados obtidos são bastante confiáveis.

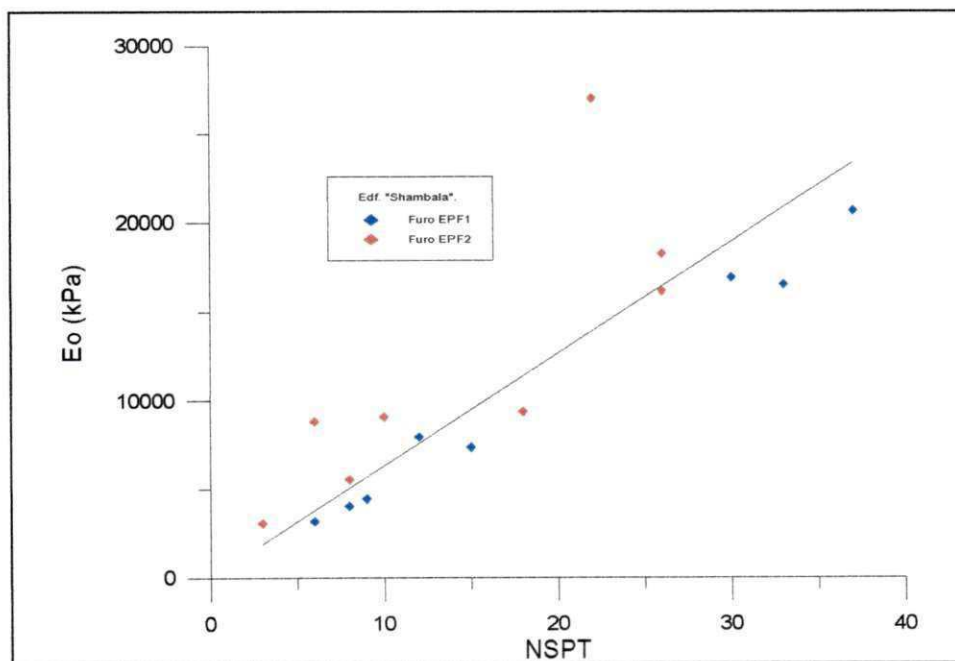


Figura 4.60 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edf. "Shambala".

4.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"

Os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.61. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros para os Furos EPF1 e EPF2.

Dos valores obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, encontrou-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,81$, a correlação: $E_0 = 555,11 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os furos EPF1 e EPF2, observou-se que os mesmos também possuem resultados bastante diferentes. O Furo EPF1, apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$, a correlação: $E_0 = 498,91 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF2, obteve-se que $E_0 = 686,87 \cdot N_{SPT}$, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,96$. De uma forma geral, o valor do coeficiente de determinação R^2 , para o furo EPF1, apresentou-se bem mais baixo que os demais, contudo ainda dentro da faixa de valores aceitáveis.

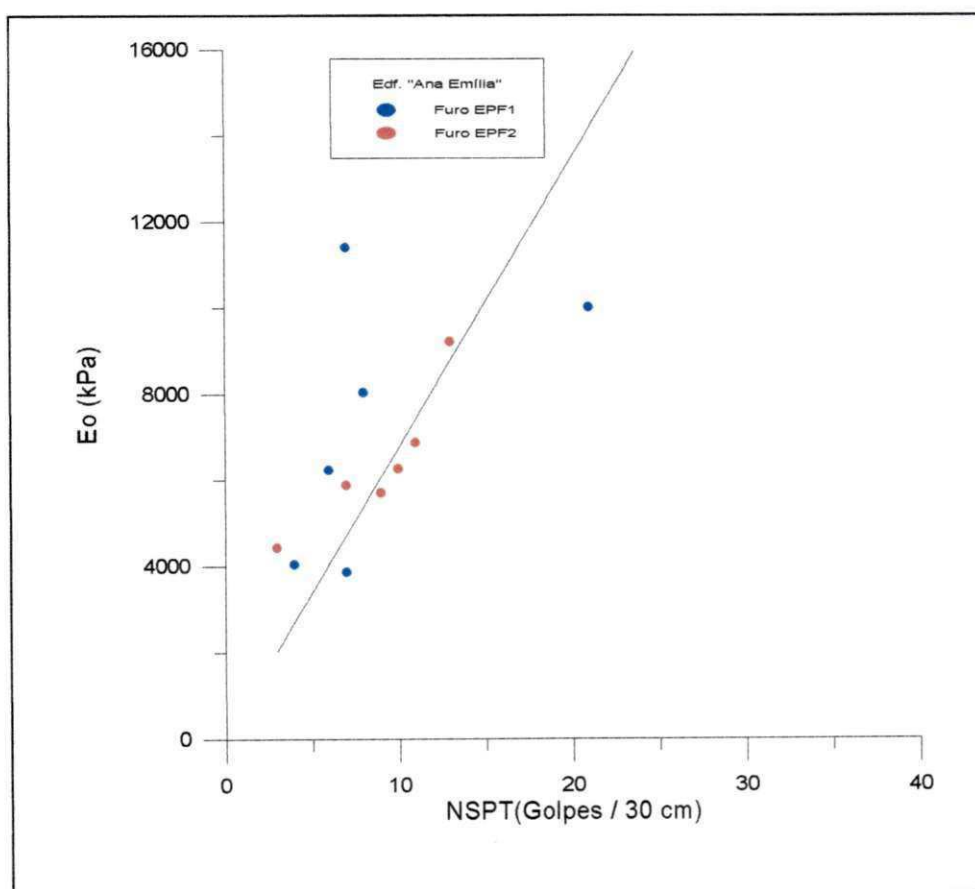


Figura 4.61 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".

4.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.62. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetro obtidos no Furo EPF1.

Dos valores obtidos, encontrou-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,83$, a correlação: $E_0 = 2.515,22 \cdot N_{SPT}$.

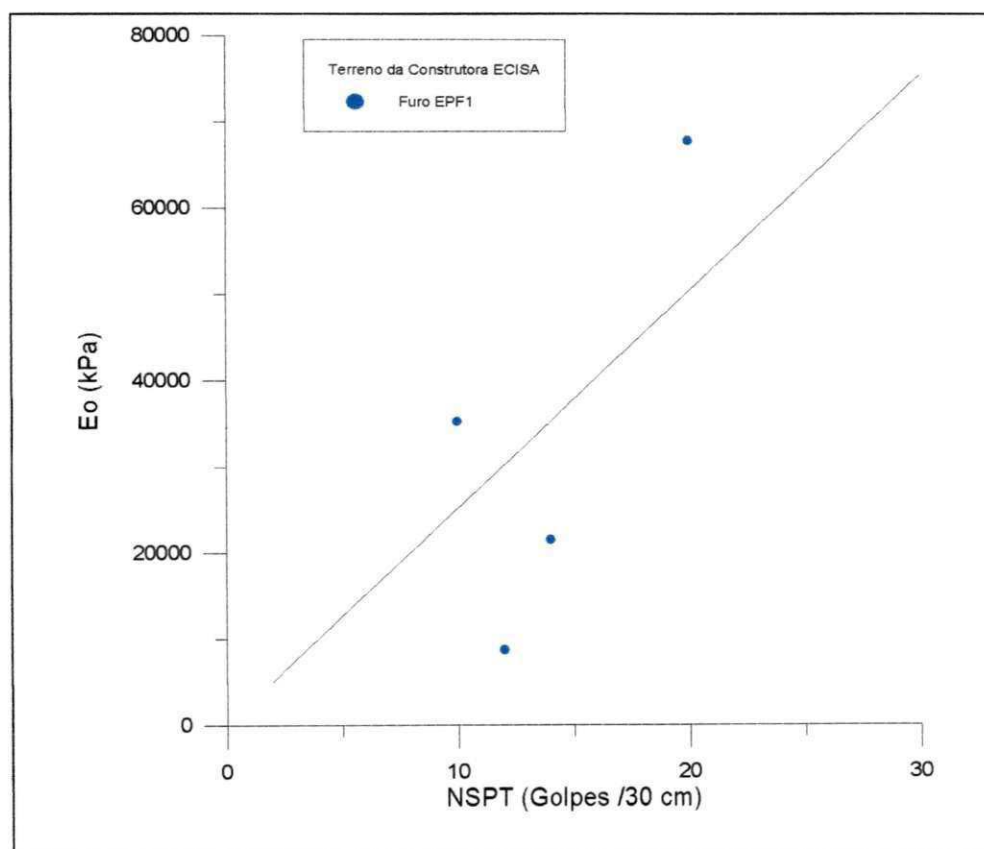


Figura 4.62 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Uma vez que o material encontrado neste terreno apresentou características distintas à dos campos experimentais anteriores, observou-se que o valor do coeficiente de proporcionalidade apresentou-se bem mais elevado que os anteriores. Contudo, pelo reduzido número de ensaios realizados neste campo experimental, esta correlação apenas ilustra uma tendência de comportamento.

4.3.2.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermares”

Os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), neste campo experimental, estão apresentados na Figura 4.63. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Dos valores obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, encontrou-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,75$, a correlação: $E_0 = 778,84 \cdot N_{SPT}$.

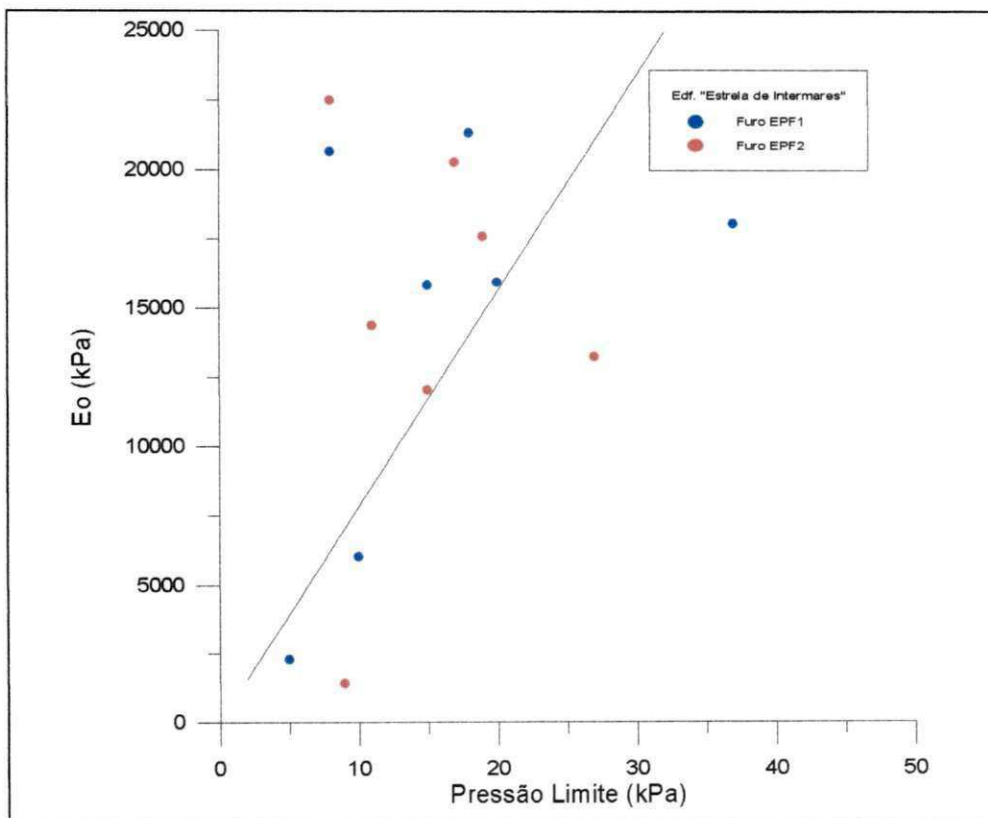


Figura 4.63 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os mesmos possuíam resultados bastante diferentes. O Furo EPF1 apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$ a correlação: $E_0 = 498,91 \cdot N_{SPT}$ e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,96$, obteve-se que $E_0 = 686,87 \cdot N_{SPT}$.

Observando-se a discrepância dos resultados obtidos dessas correlações, neste campo experimental, constatou-se que a sensibilidade do módulo pressiométrico e as alterações no estado de compactidade do solo impostas ao estrato, contribuíram

significativamente para que estes resultados apresentassem um coeficiente de correlação, R_2 , inferior aos demais campos experimentais analisados.

4.3.3 - Correlações entre a pressão limite (P_L) e o número de golpes do SPT (N_{SPT}).

Os resultados das correlações entre a pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais analisados, estão apresentados nas Figuras 4.64 à 4.68. De uma forma geral, os resultados obtidos apresentaram-se bastante satisfatórios

BRIAUD (1992), trabalhando com solos arenosos, encontrou uma relação de proporção direta entre os valores de P_L e os do N_{SPT} , a qual apresentava-se como sendo $P_L = 47,9 \cdot N_{SPT}$.

4.3.3.1 - Campo Experimental 1 - Edifício. “Príncipe de Missenas”

Os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados, neste campo experimental, na Figura 4.64. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros para os Furos EPF2 e EPF3.

Através destes valores obteve-se, nos Furos EPF1 e EPF2, com um coeficiente de determinação $R^2=0,96$, a correlação: $P_L = 94,28 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF2 e EPF3, observou-se que os mesmos possuem resultados diferentes. O Furo EPF2, apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,88$, a correlação: $P_L = 63,11 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF3, para um coeficiente de determinação, $R^2 = 0,97$, obteve-se que $P_L = 101,25 \cdot N_{SPT}$.

A discrepância observada entre os furos analisados provavelmente seja uma evidência de que alguns ensaios, do Furo EPF2, podem não ter sido executados de forma satisfatória. Apesar disso, os resultados obtidos apresentaram-se mais consistentes do

que os resultados obtidos entre o módulo pressiométrico (E_0) e o número de golpes do SPT (N_{SPT}).

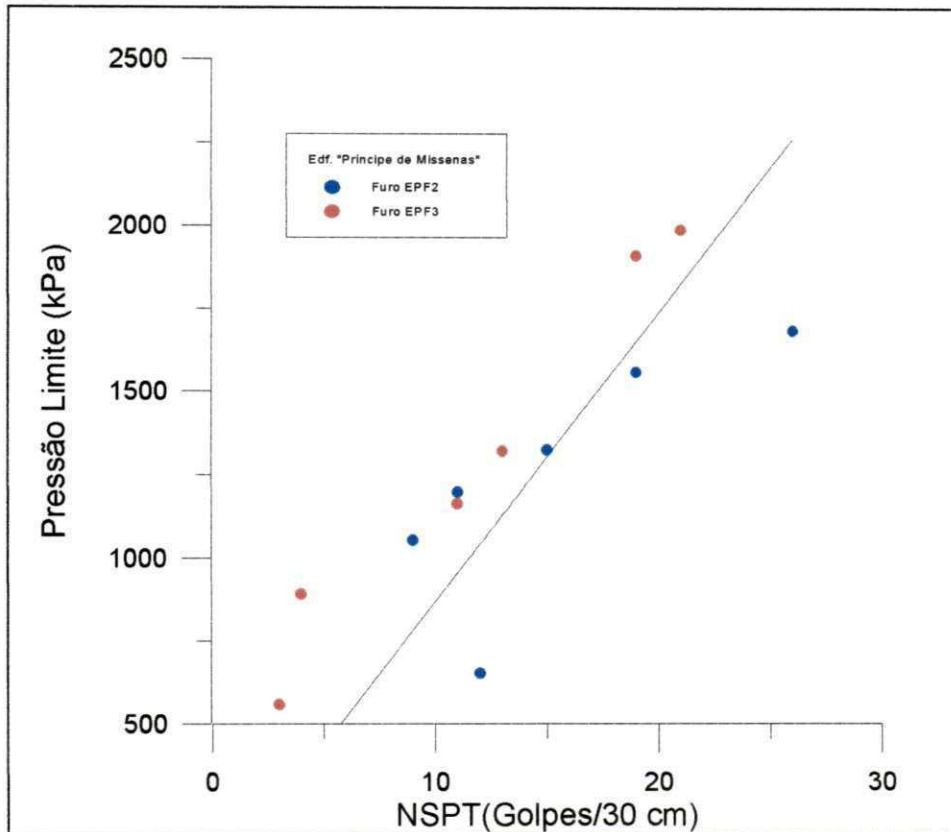


Figura 4.64 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

4.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala"

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.65. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, a correlação: $P_L = 97,30 \cdot N_{SPT}$.

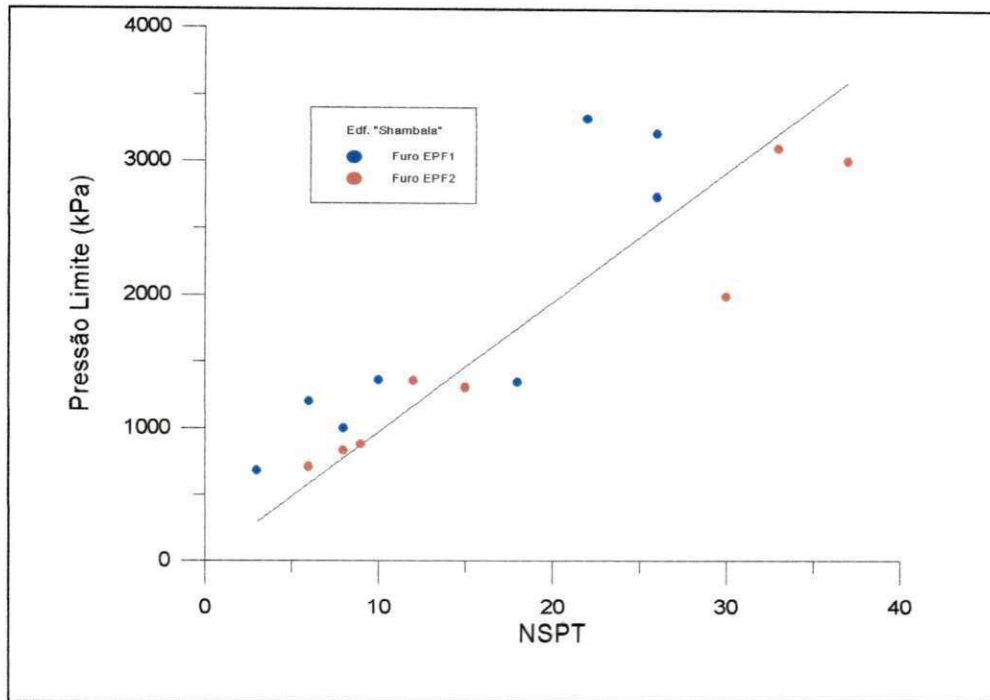


Figura 4.65 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.

Analisando-se separadamente os furos EPF1 e EPF2, observou-se que os mesmos possuem resultados razoavelmente concordantes. O Furo EPF1 apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,96$, a correlação: $P_L = 119,29 \cdot N_{SPT}$ e o Furo EPF3, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, obteve-se que $P_L = 81,97 \cdot N_{SPT}$.

4.3.3.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L), versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.66, na qual, estão incluídos os resultados destes parâmetros, obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação, $R^2 = 0,78$, a correlação: $P_L = 87,16 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que o Furo EPF2, apresentou resultados mais satisfatórios do que o Furo EPF1. No Furo EPF1 obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$, a correlação: $P_L = 74,43 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF3, para um $R^2 = 0,91$, obteve-se $P_L = 116,97 \cdot N_{SPT}$.

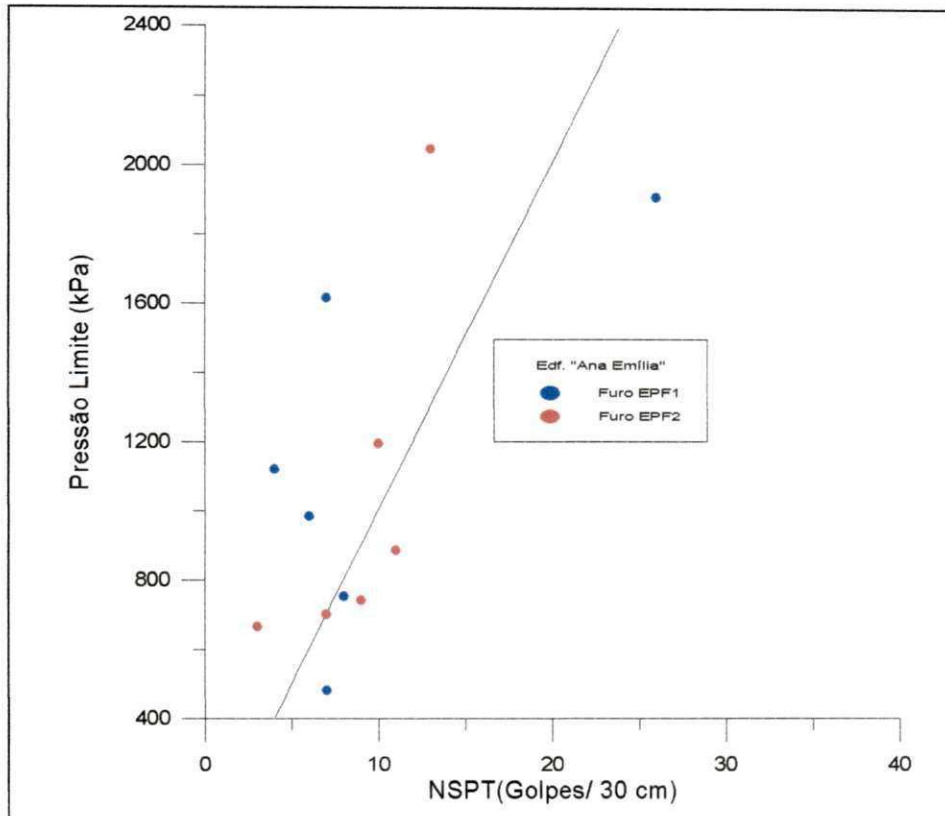


Figura 4.66 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

O valor do coeficiente de determinação R^2 , obtido para o Furo EPF1, voltou a apresentar-se relativamente baixo, contudo, praticamente manteve o mesmo coeficiente de correlação, encontrado para o módulo pressiométrico (E_0). Ao que parece, alguns ensaios neste furo tiveram perturbações excessivas e, conseqüentemente, estão causando esta diminuição no valor do coeficiente R^2 . Entretanto, conforme citado anteriormente, este valor ainda permanece dentro da faixa de valores aceitáveis.

4.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.67. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,65$, a correlação: $P_L = 386,21 \cdot N_{SPT}$.

Uma vez que o material encontrado neste terreno apresentou características distintas às dos campos experimentais anteriores, observou-se que o valor do coeficiente de proporcionalidade apresentou-se bem mais elevado que os anteriores e bastante disperso. Contudo, pelo reduzido número de ensaios realizados neste campo experimental, esta correlação apenas ilustra o comportamento observado.

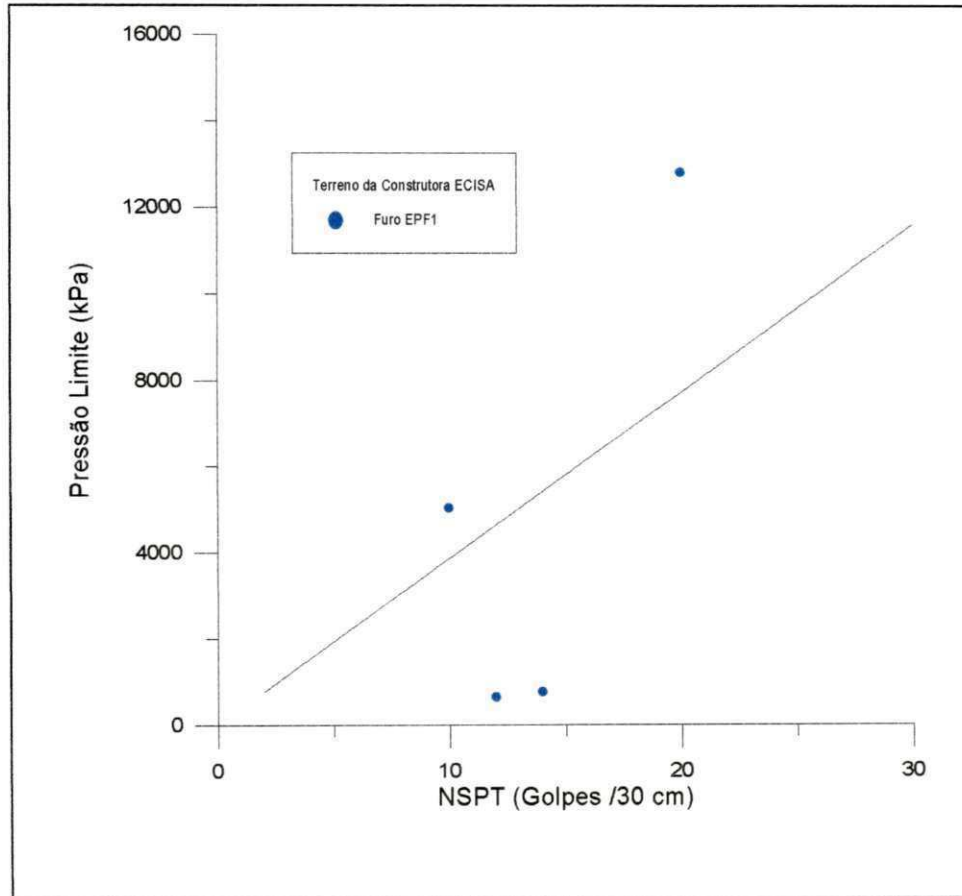


Figura 4.67 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.3.3.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermares”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}) estão apresentados na Figura 4.68. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros, obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,71$, a correlação: $P_L = 124,49 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que o Furo EPF1 apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$, a correlação: $P_L = 119,61 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF2, para um $R^2 = 0,68$, obteve-se $P_L = 131,04 \cdot N_{SPT}$.

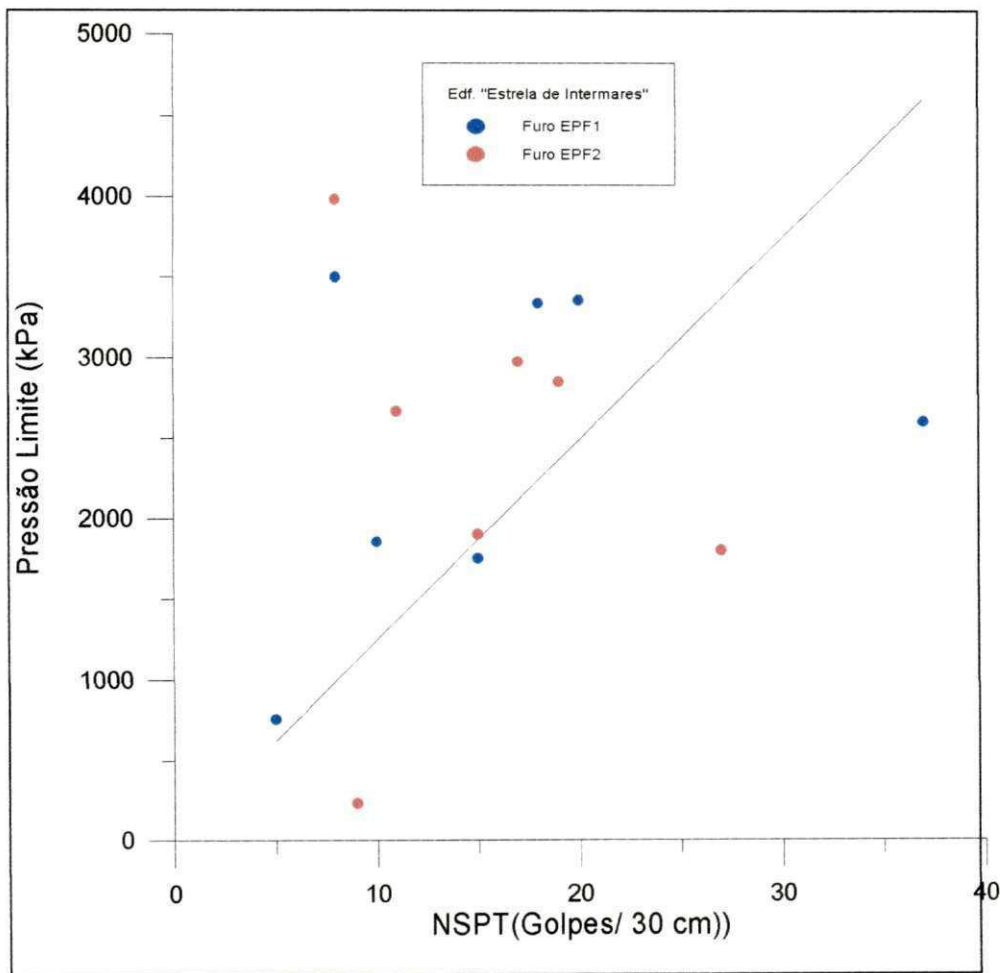


Figura 4.68 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

Observando-se as correlações obtidas neste campo experimental, constata-se que o mesmo apresentou resultados mais dispersos que os outros campos experimentais que apresentaram condições de compacidade e tipos análogos de solos. Ao que parece, tal fato é decorrente, sobretudo, das alterações sofridas pelo solo, conforme citado no Item 4.1 do presente capítulo.

4.3.4 - Correlações entre o módulo pressiométrico (E_0) e o módulo de deformação do SPT (E_{SPT})

Os resultados das correlações entre o módulo pressiométrico e o módulo de deformação do SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais utilizados, estão apresentados nas Figuras 4.69 à 4.73.

Segundo DÉCOURT (1989), o módulo de deformação obtido através do ensaio SPT é cerca de 3 vezes maior que o módulo pressiométrico.

4.3.4.1 - Campo Experimental 1 -Edf. “Príncipe de Missenas”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}) estão apresentados na Figura 4.69. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF2 e EPF3.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,84$, as seguintes correlações: $E_0 = 0,137.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$, e $E_0 = 0,117.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF2 e EPF3, observou-se resultados bastante diferenciados. No Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,90$, foram obtidas as seguintes correlações: $E_0 = 0,110.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,094.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao Furo EPF3, estes valores apresentaram, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$, as correlações: $E_0 = 0,191.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$, e $E_0 = 0,163.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0), apresentaram-se bem mais elevados do que os valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando, neste caso, o E_{SPT} , em média, 8 vezes maior que o E_0 .

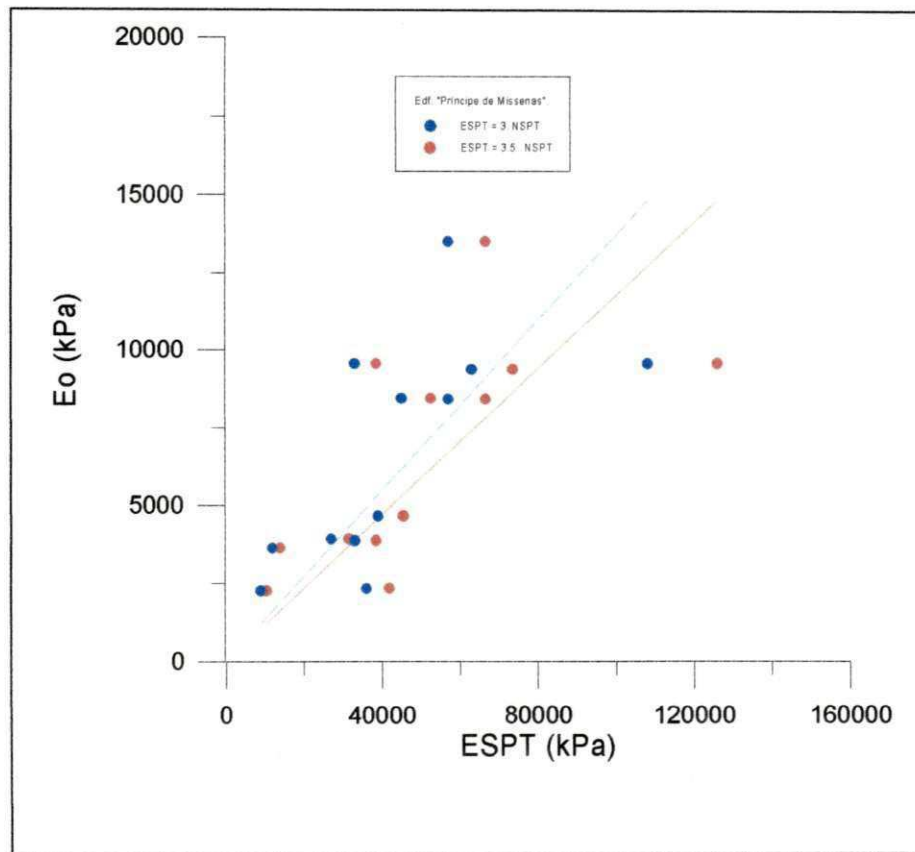


Figura 4.69 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

4.3.4.2 - Campo Experimental 2 -Edf. “Shambala”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.70. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$, as correlações: $E_0 = 0,210.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,189.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observa-se os seguintes resultados. No Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,90$, obtém-se as correlações $E_0 = 0,210.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,223.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao Furo EPF2, estes valores apresentam um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$ e as seguintes correlações: $E_0 = 0,204.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,175.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

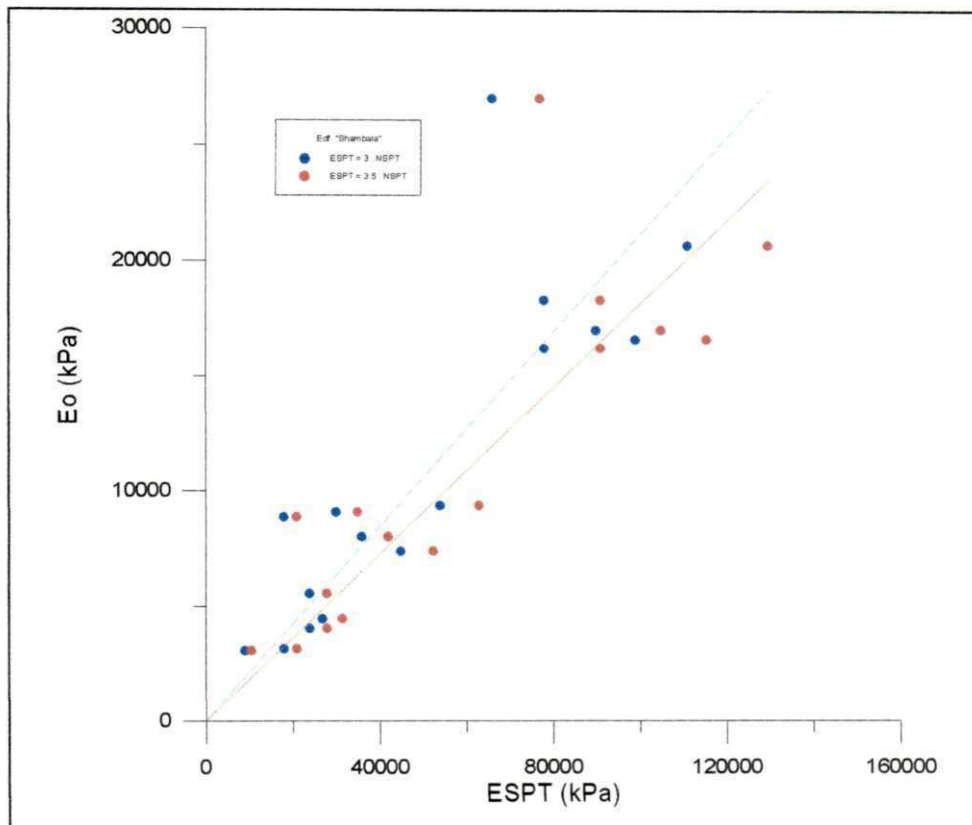


Figura 4.70 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0), também apresentaram-se mais elevados do que os valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 5 vezes maior do que o E_0 .

4.3.4.3 - Campo Experimental 3 -Edif. “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.71. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,81$, as correlações: $E_0 = 0,185.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,150.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

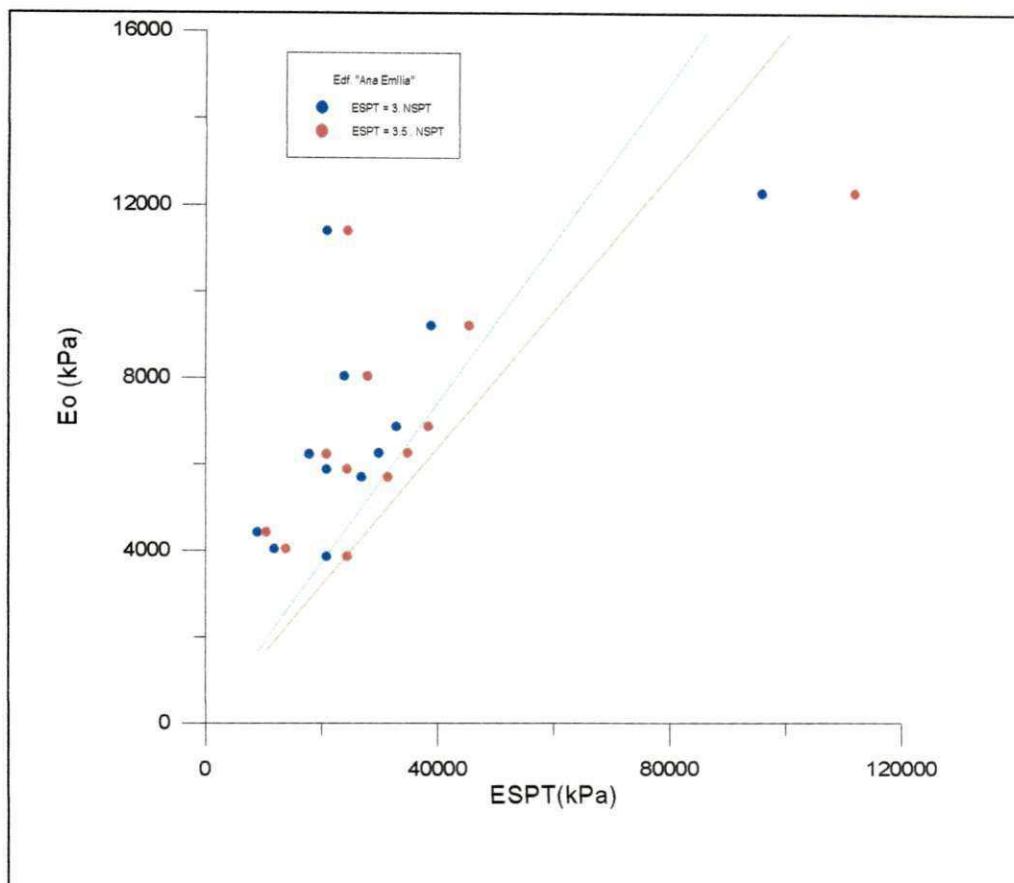


Figura 4.71 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

Analisando-se separadamente os furos EPF1 e EPF2, observou-se os seguintes resultados. No furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R_2 = 0,74$, obteve-se as correlações $E_0 = 0,166.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,142.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao furo EPF2, estes valores apresentaram um coeficiente de determinação $R_2 = 0,96$ e as seguintes correlações: $E_0 = 0,228.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,196.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Conforme fora observado nas análises anteriores, o furo EPF1 voltou a apresentar correlações com coeficientes de determinação mais baixos do que os obtidos para o furo EPF2, podendo ser mais uma evidência de que alguns ensaios deste furo apresentaram resultados dispersos.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0), também apresentaram-se mais elevados do que os valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 6 vezes maior do que o E_0 .

4.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.72. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

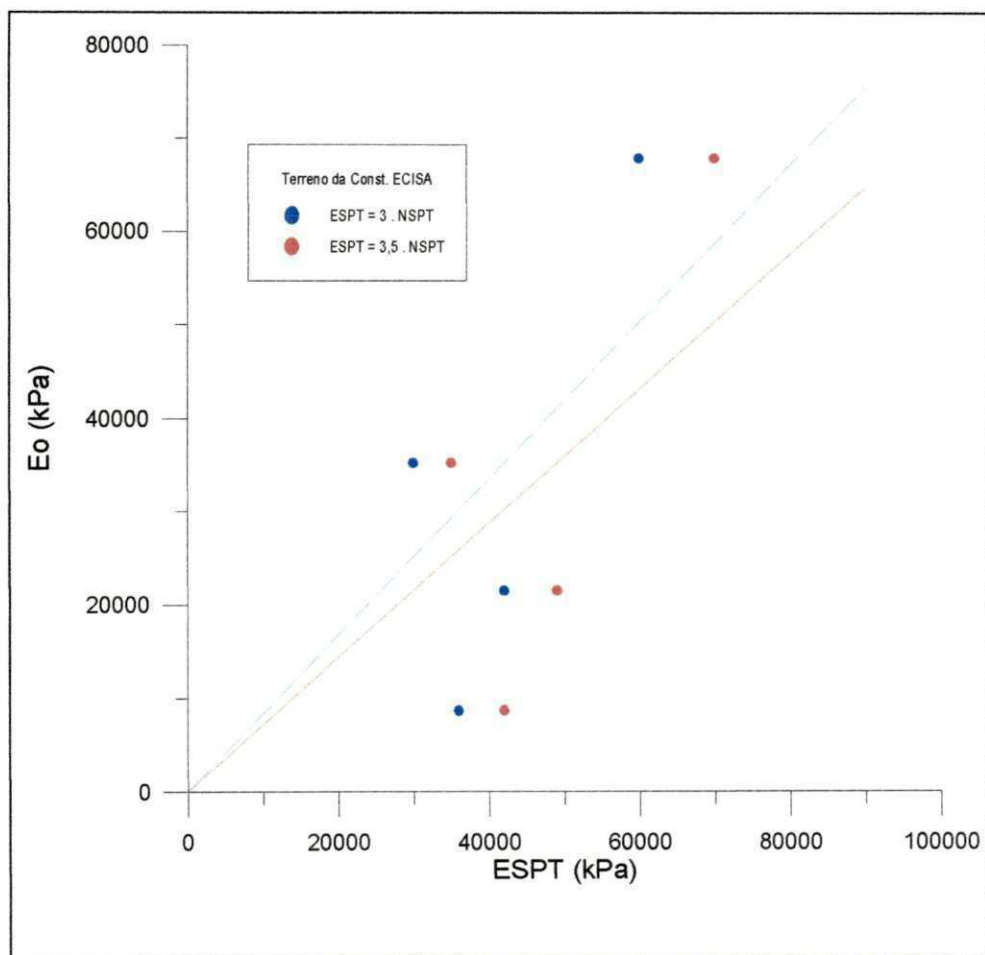


Figura 4.72 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R_2 = 0,83$, as correlações: $E_0 = 0,838.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,718.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

As correlações obtidas para estes parâmetros também apresentaram coeficientes de proporcionalidade mais elevados, já que o solo encontrado possui características distintas dos solos anteriormente analisados.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0) apresentaram-se inferiores aos valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 1,40 vezes maior do que o E_0 .

4.3.4.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermares”.

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}) estão apresentados na Figura 4.73. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,76$, as correlações: $E_0 = 0,256.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,222.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, foram obtidos os seguintes resultados. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,77$, obteve-se as correlações: $E_0 = 0,245.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,210.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao Furo EPF2, estes valores apresentaram um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$ e as seguintes correlações: $E_0 = 0,279.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,239.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0) apresentaram-se bastante próxima dos valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 4 vezes maior do que o E_0 .

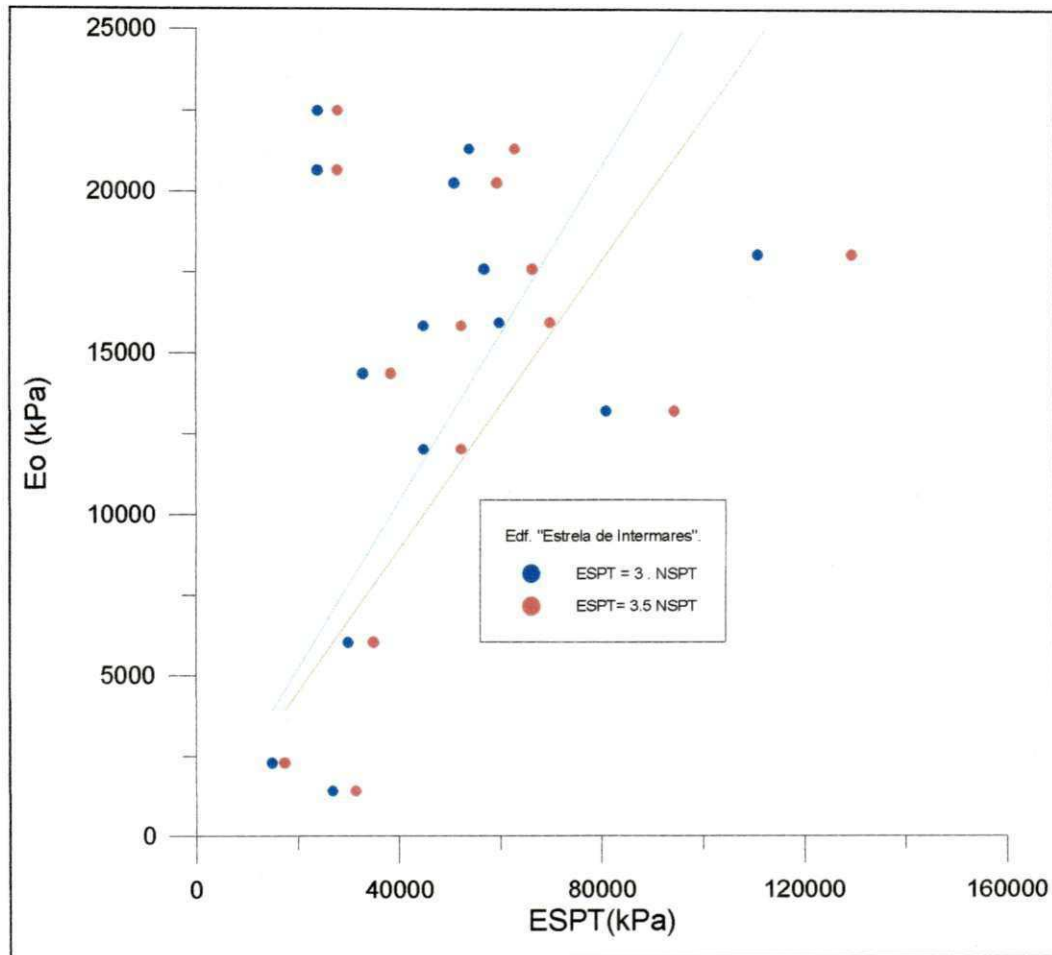


Figura 4.73 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

4.3.5 - Correlações entre o módulo pressiométrico (E_0) e a pressão limite (P_L)

Os resultados das correlações entre o módulo pressiométrico e o módulo de deformação do SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais analisados, estão apresentados nas Figuras 4.74 à 4.80.

4.3.5.1 - Campo Experimental 1 -Edif. "Príncipe de Missenas"

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L) estão apresentados na Figura 4.74. Nela, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF2 e EPF3.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,93$, a correlação: $E_0 = 5,36.P_L$.

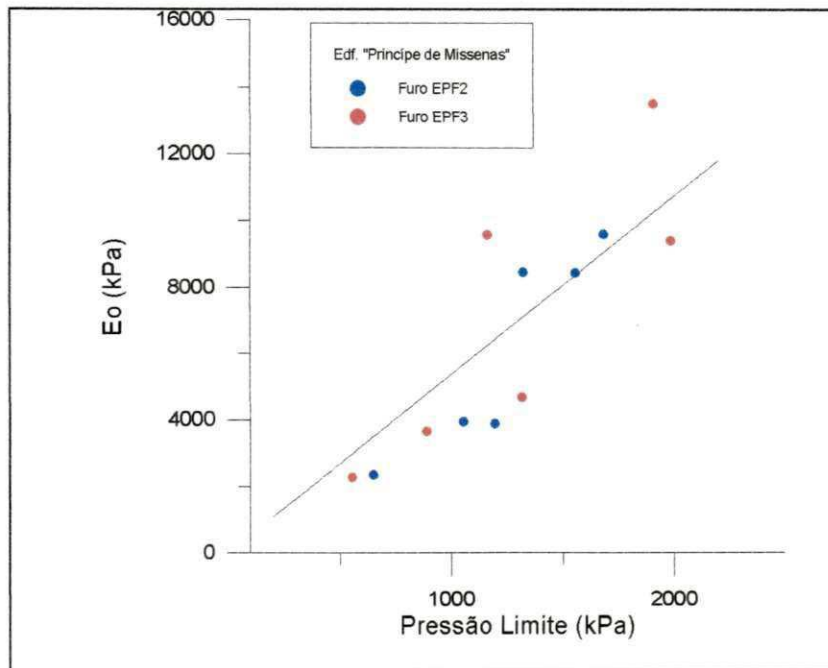


Figura 4.74 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Analisando-se separadamente os furos EPF2 e EPF3, observou-se resultados obtidos apresentaram-se bastante consistentes. No furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, obteve-se a correlação: $E_0 = 5,07.P_L$, e no furo EPF3, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,92$, obteve-se a correlação: $E_0 = 5,61.E_{SPT}$.

4.3.5.2 - Campo Experimental 2 -Edf. “Shambala”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L), estão apresentados na Figura 4.75. Nela, estão incluídos os resultados destes parâmetros, obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, a correlação: $E_0 = 6,49.P_L$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os valores encontrados também se apresentaram bastante satisfatórios. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, obteve-se a correlação: $E_0 = 6,66.P_L$, e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, obteve-se: $E_0 = 6,28.E_{SPT}$,

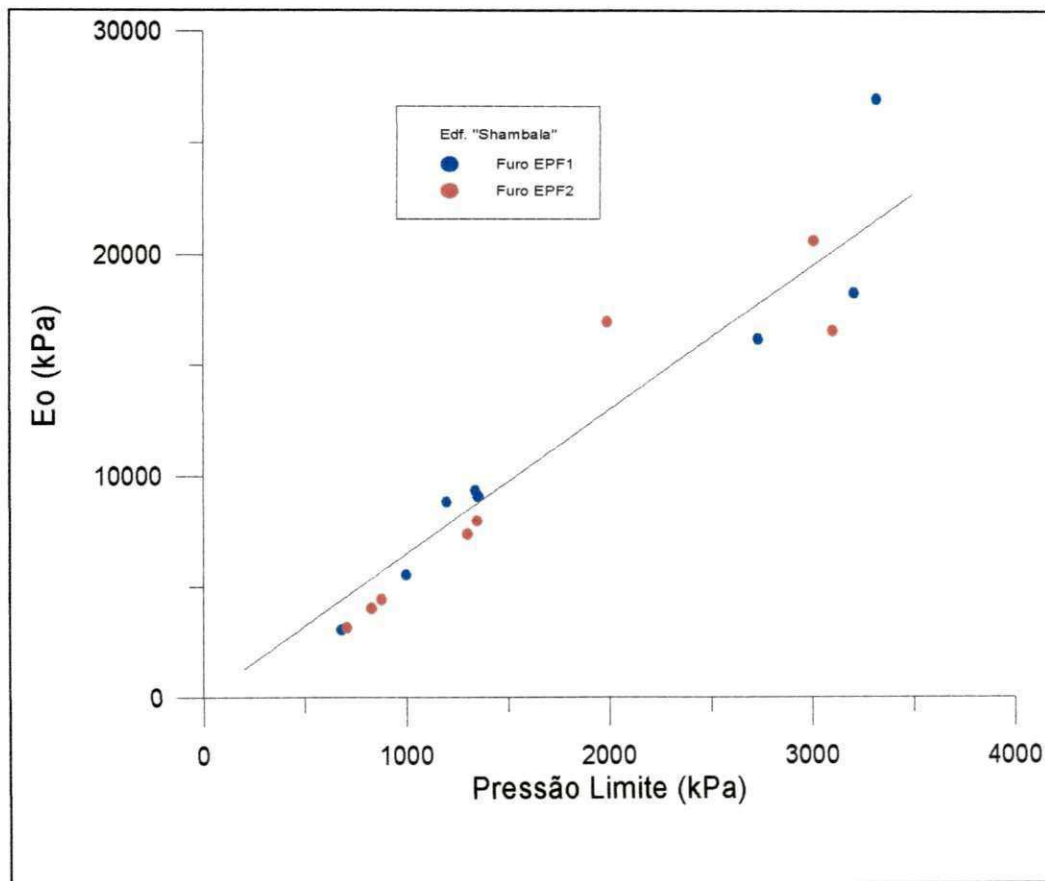


Figura 4.75 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.

4.3.5.3 - Campo Experimental 3 -Edf. “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L) estão apresentados na Figura 4.76. Nela, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,94$, a correlação: $E_0 = 6,06.P_L$.

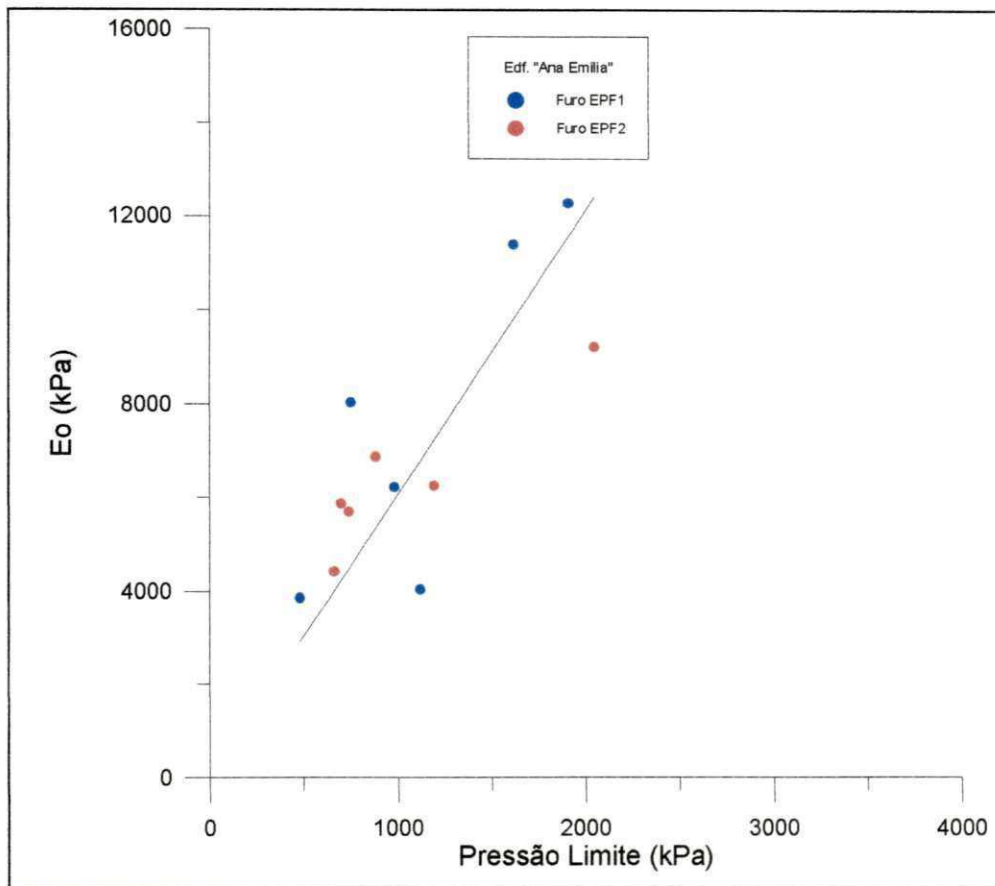


Figura 4.76 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 3 - Edifício "Ana Emilia".

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os resultados obtidos também se apresentaram bastante satisfatórios. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, obteve-se a correlação: $E_0 = 6,54.P_L$, e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,94$, encontrou-se a correlação: $E_0 = 5,53.E_{SPT}$,

4.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L), estão apresentados na Figura 4.77.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,94$, a correlação: $E_0 = 5,96.P_L$.

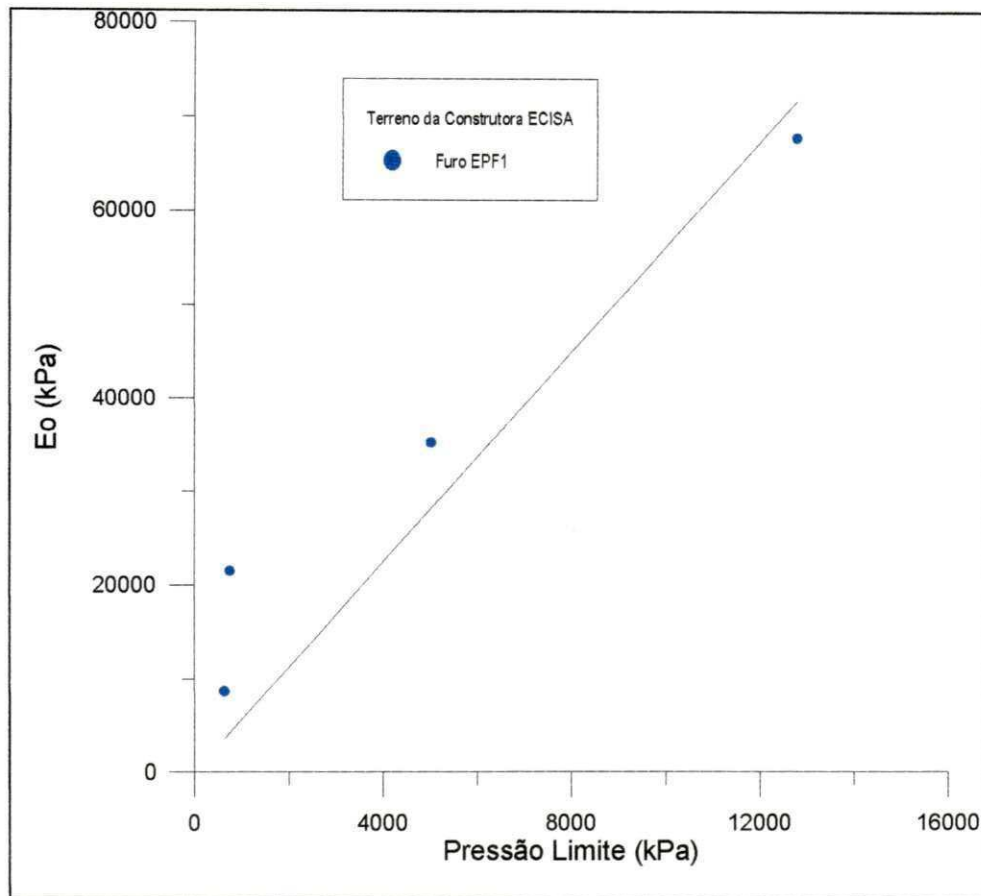


Figura 4.77 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.3.4.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermars”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L) estão apresentados na Figura 4.78. Nela estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R_2 = 0,97$, a seguinte correlação: $E_0 = 5,98.P_L$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os resultados obtidos também se apresentaram bastante satisfatórios. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, obteve-se a correlação: $E_0 = 5,87.P_L$, e no furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R_2 = 0,99$, apresentou a correlação: $E_0 = 6,06.E_{SPT}$,

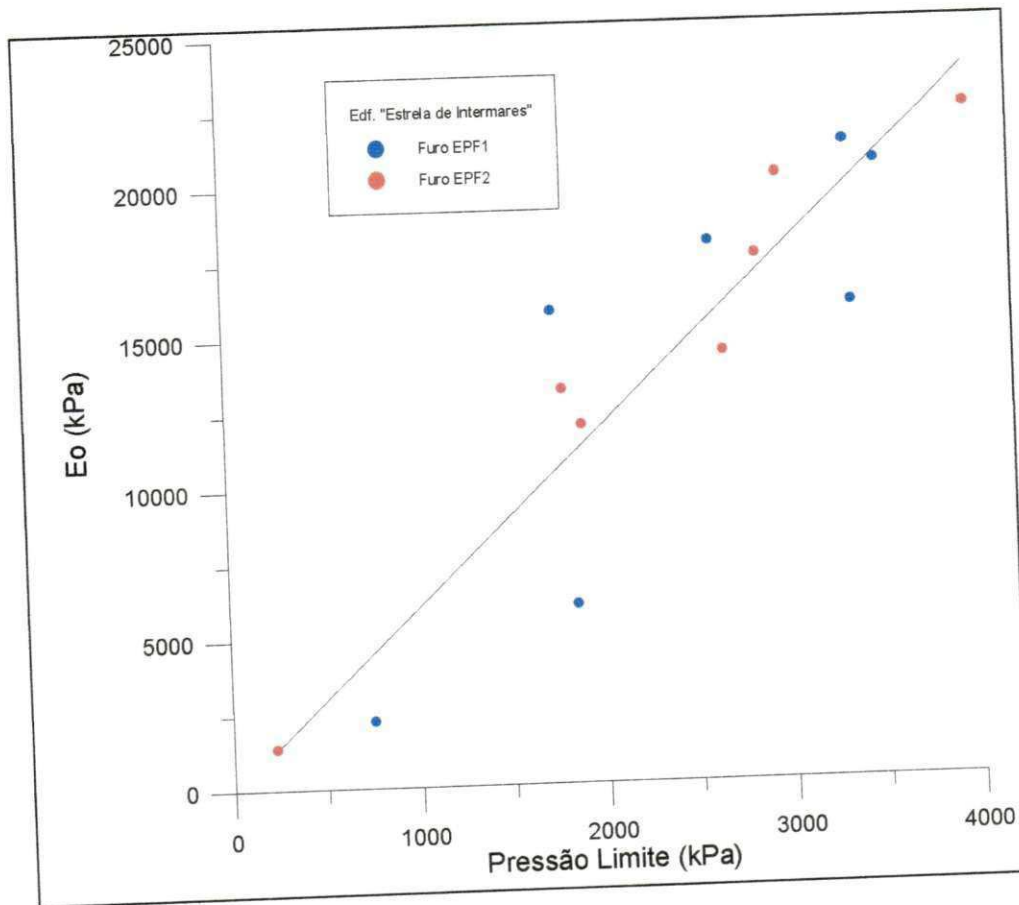


Figura 4.78 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - CONCLUSÕES

Fundamentando-se nas informações da revisão bibliográfica e das análises dos resultados obtidos durante a realização deste trabalho, conclui-se que:

1. O pressiômetro de MÉNARD é um equipamento de fácil manuseio e de fácil exequibilidade se comparados com outros ensaios “in situ” como o SPT, contudo necessita de operadores bem treinados;
2. Nos ensaios pressiométricos, as operações de calibração e de execução do furo são de fundamental importância para a obtenção de um bom resultado, devendo, inclusive, esta última, ser feita com o pessoal da equipe de sondagem já devidamente treinados, uma vez que alguns parâmetros geotécnicos tais como o módulo pressiométrico e conseqüentemente o módulo de elasticidade transversal, mostram-se exageradamente sensíveis às perturbações do furo;
3. Os valores do módulo pressiométrico (E_0), mesmo, em alguns casos, apresentando valores dispersos, foram consistentes com a mudança de estratos; contudo, pela sensibilidade deste parâmetro, pelo reduzido número de ensaios realizados e pelas dispersões ocorridas em alguns campos experimentais, este comportamento necessita de uma análise mais aprofundada;
4. Os valores do módulo pressiométrico (E_0), de uma forma geral, assim como o módulo de elasticidade transversal (G), apresentaram uma boa concordância com o perfil dos valores do N_{SPT} . Este fato, também requer, uma análise mais aprofundada;
5. Os valores do módulo pressiométrico (E_0), obtidos no conjunto de ensaios deste trabalho, assim como o módulo de elasticidade transversal (G), se mostraram compatíveis com os valores encontrados na literatura pressiométrica;

6. De uma maneira geral, os valores da pressão limite (P_L), nos campos experimentais estudados, mais especificamente nos estratos analisados em cada furo, apresentaram um comportamento análogo ao do perfil do número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}) e mostraram que as perturbações causadas na execução do furo não exercem grande influência sobre os mesmos;
7. Os valores da pressão limite (P_L) e da pressão limite efetiva (P_L') obtidos neste trabalho, mostraram-se compatíveis com os valores sugeridos na literatura pressiométrica;
8. Os valores da pressão limite (P_L), de uma maneira geral, também mostraram-se consistentes com a identificação de mudanças de estratos, contudo, este comportamento também requer uma análise mais aprofundada;
9. O perfil dos valores da pressão limite efetiva (P_L') apresentou o mesmo comportamento do perfil dos valores da pressão limite (P_L);
10. Os valores da tensão horizontal total no repouso (σ_{ho}) apresentaram comportamento disperso e bastante irregular, provavelmente em decorrência da subjetividade do seu processo de obtenção;
11. Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , obtidos neste trabalho, apresentaram valores, relativamente mais baixos do que os valores sugeridos pela literatura;
12. A identificação do tipo de solo através das faixas de valores sugeridas por BRIAUD apresentou resultados concordantes com os obtidos através do perfil de sondagem do ensaio SPT, enquanto que as tabelas de classificação do solo, sugeridas por CLARKE e por MÉNARD, mostraram resultados dispersos e, na maioria das vezes, com os parâmetros obtidos sem se enquadrarem dentro de alguma das faixas sugeridas;
13. Os valores obtidos para o módulo de deformação, calculados através do ensaio SPT (E_{SPT}), quando comparados com o módulo pressiométrico (E_0), apresentaram-se bem mais elevados do que os sugeridos pela literatura pressiométrica encontrada;

14. As correlações obtidas entre o módulo pressiométrico (E_0) e o número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}), para solos arenosos, apresentaram resultados consistentes e proporcionais, contudo, os fatores de proporcionalidade obtidos apresentaram valores duas vezes maiores do que os sugeridos pela literatura encontrada;

15. As correlações obtidas entre a pressão limite (P_L) e o número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais constituídos por solos arenosos, apresentaram resultados consistentes e proporcionais, contudo, os fatores de proporcionalidade obtidos, também apresentaram-se bem mais elevados do que os valores sugeridos pela literatura encontrada;

16. As correlações obtidas entre o módulo pressiométrico (E_0) e a pressão limite (P_L), nos campos experimentais constituídos por solos arenosos, também se apresentaram consistentes e proporcionais, com o módulo pressiométrico (E_0) sendo 5 à 6 vezes maior que a pressão limite (P_L) correspondente.

5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

No desenvolvimento dos futuros trabalhos que estejam relacionados com as questões discutidas na presente dissertação, sugere-se a inclusão dos seguintes tópicos:

1. Comparar, em um mesmo campo experimental, os resultados obtidos através do pressiômetro MÉNARD com os resultados obtidos utilizando-se outros tipos de pressiômetros, tais como o de BRIAUD e o auto-perfurante e, estabelecer, se possível, correlações entre estes resultados;

2. Realizar ensaios pressiométricos utilizando-se lamas bentoníticas com diferentes viscosidades, para verificar a influência deste fator sobre os parâmetros obtidos, principalmente o módulo pressiométrico;

3. Realizar testes pressiométricos com diferentes velocidades para verificar os possíveis efeitos das condições de drenagem “in situ” sobre os parâmetros obtidos;

4. Executar ensaios pressiométricos, utilizando-se o pressiômetro MÉNARD em solos siltosos e silto-arenosos;
5. Verificar, através do uso do ensaio pressiométrico, o aumento da resistência de um solo melhorado com estacas de areia, areia e brita e solo-cimento;
- 6.. Comparar os resultados do ensaio pressiométrico e do SPT quando executados em um mesmo furo;
7. Aumentar o número de ensaios no trecho de recompressão para uma obtenção mais precisa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho});
8. Coletar mais dados dos campos experimentais estudados, ou de regiões próximas a estes e que apresentem às mesmas características, para que se possam obter correlações mais precisas e um banco de dados mais completo;
11. Ajustar, em função de um banco de dados, coletados a partir de um número bastante significativo de ensaios pressiométricos, uma tabela de classificação de solos mais compatíveis com as características dos solos brasileiros;

6.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 6484, Execução de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos, 1980.

ABNT, NBR 7250, Identificação e Descrição de Amostra de Solos, Obtidos em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos, 1980.

ALCÂNTARA, P. B. (1992), Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações Rasas em Solos Argilosos através do SPT, da Prova de Carga sobre Placas e do Ensaio Pressiométrico, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande.

AMAR, S., (1989), Comunicação Pessoal feita a QUARESMA et alii (1996).

AMAR, S., BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1983), Le Reconnaissance des Sols à Terre et en Mer, Bull. Liaison des LCPC, N° 126, pp. 21-25.

AMAR, S., CLARKE, B.G.F., GAMBIN, M. P., e ORR, T.L.L. (1991), The Application of Pressuremeter Tests Results to Foundation Design in Europe; A state-of-the-art report by ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters,, Part 1: Predrilled pressuremeters and self-boring pressuremeters, A. A. Balkema, pp. 01-23;

ASTM (1987) - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS, Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D4719/87, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York;

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., LE MÉE, E., LE MEHAUTÉ, A. (1972), Expansion des Sondes Cylindriques dans les sols cohérents, Gull Liaison des LCPC, n° 67, pp 180-202.

- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1973)**, Etude Expérimentale du Comportement Le Pressiomètre Autofureur, Bull. Liaison des LCPC, N° 67, pp. 9-30.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., SHIELDS, D. H. (1978)**, The Pressuremeter and Foundation Engineering, 1^a ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publication, 617p.
- BAGUELIN, F., BUSTAMANTE, M. e FRANK, R. A. (1986)**, "The Pressuremeter for Foundations: "French Experience". ASCE Conf. In Situ, Blacksburg. Virginia, USA, PP. 31-46;
- BARATA, F. E., (1994)**, Propriedades Mecânicas dos Solos, Livros Técnicos e Científicos.
- BERBERIAN, D. (1986)**, Sondagens do Subsolo para fins de Engenharia, Brasília, Infrasolo Ltda;
- BEZERRA, S. P. e LUCENA, F. B. (1990)**, Aplicação do Pressiômetro de Briaud em Projetos de Fundações Superficiais, Seminário Regional de Engenharia Civil, Vol. II, pp. 457-470.
- BISHOP, R. F., HILL, R., MOTT. N.F. (1945)**, The Teory of Identation and Hardness Test, Proceedings of the physical Society, London, v. 57, n. 321, pt. 3, p. 147-159.
- BOSCH, D. R. (1996)**, Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivo-Friccionais Através de Métodos Analíticos, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- BRANDT, J.R.T. (1978)**, Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais e Gnaissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro;

- BRIAUD, J. L. & SHIELDS, D.L.H. (1979)**, A Special Pressuremeter and Pressuremeter Test for Pavement and Design, *Geotechnical Testing*, Vol. 7, N. 01, pp. 143-151.
- BRIAUD, J. L. (1992)**, *The Pressuremeter*, Trans Tech Publications, Balkema, Roterdã, 322p.
- BRIAUD, J. L. & GANBIN, M. (1984)**, Suggested Practice for Drilling Boreholes for Pressuremeter Testing, vol. 7, N. 01, pp. 36-40.
- BRIAUD, J. L., (1985c.)**, Correlation, between Pressuremeter Data and Others Parameters, Research Report, Civil Engineering, Texas A University (citado por BRIAUD, 1992).
- BRIAUD, J. L., TUCKER, L., FÉLIO, G. (1983)**, *Pressuremeter, CPT and Foundation Design*, Vol.I, Carleton University, Ottawa, Canadá.
- CAPUTO, H. C. (1985)**, *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*, Rio de Janeiro, Vol. 2, Livros Técnicos e Científicos.
- BURGESS, N. e EISENSTEIN, Z. (1977)**, The Application of Pressuremeter Test Results in Deformation Analyses, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 14, pp 64-75.
- CASSAN, M. (1974)**, *Le Essai Pressiometrique et ses Applications*, *Mecanique des Sols les Essais in Situ*, Centre d'Actualisation Scientifique et Technique, Lyon, pp. 379-446.
- CAVALCANTE, E. H. (1997)**, *Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão-Deformação de Um Depósito de Argila Mole da Cidade de Recife, Através do Pressiômetro Ménard*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande - PB.

- CLARKE, B. G. (1995)**, Pressuremeter in Geotechnical Design, Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, 362p.
- CLARKE, B. G.(1989)**, The Analysis and Interpretation of Pressuremeter Tests, International Seminar on Recent Advances on Foundation Analysis and Design, Rio de Janeiro.
- CUNHA, R. P. (1996)**, A New Cavity Expansion Model To Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand, Solos e Rochas, Nº 19, São Paulo/Brasil, pp. 15-27.
- DAVIDSON, R.R., PEREZ, J.Y. (1980)**, Pressuremeter Research: I-90 Project, Woodward Clyde Consultants, Researchs Report. (p/ Briaud (1983).
- DÉCOURT, L. (1989)**, The Standard Penetration Test - State of Art Report, In: ICSMFE, 12.
- DÉCOURT, L., NIYAMA, S., CAMPOS, G. C., DOURADO, J. C., (1995)**, Experimental Behaviour of a Piled Footing, In. Congresso Pan Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10., Guadalajara.
- De Mello, V. P. B. (1967)**, Considerações sobre os Ensaios de Penetração e suas Aplicações a Problemas de Fundações Rasas, São Paulo.
- De Mello, V. P. B. (1971)**, The Penetration Test, 4th PanAm Conf. ISMFE, Puerto Rico, v.01, pp 1-86.
- EISENSTEIN, Z., MORRISON, N., (1972)**, Prediction of Foundation Deformations in Edmonton Using In Situ Pressure Probe, Canadian Geotechnical Journal, vol. 10 (Citados por ALCÂNTARA, 1992).
- DINIZ, A. A. e DEMARTINECOURT, J. P. (1985)**, O Pressiômetro de Pavimentação, Anais da 20^a RAPv, vol. 1., Fortaleza/CE, pp. 375-388.

- GHIONNA, V. (1981)**, Performance of Self-Boring Pressuremeter Test in Cohesive Deposits, Boston: MIT, Department of Civil Engineering.
- GIBBS, H.J. & HOLTZ, W.G. (1957)**, Research on Determining the Density of Sands Spoon Penetration Testing, Proc. 4th Int. Geotechnique, n. 1, p. 35 (citado por Mitchell e Gardner, 1975).
- HARTMAN, J. P. (1974)**, Finite Element Parametric Study of Vertical Strain Influence Factor and the Pressuremeter Test to Estimate the Settlement of Footings in Sand, Dissertação de Ph. D., University of Florida (Citado por ALCÂNTARA, 1992).
- HENDERSON, G., SMITH, P.D.K., St. JOHN, H. D. (1979)**, The Development of the Push-in Pressuremeter for Offshore Site Investigation, Proc. Conf. Offshore Site Invest., Society for Underwater Technology, London, p. 159-167 (Citado por CLARKE, 1995).
- HOULSBY, G. T., WITHERS, N. J., (1988)**, Analysis of the Cone Pressuremeter Test in Clays, Geotechnique, 38 (4), pp. 575-587 (Citado por CLARKE, 1995);
- HUGHES, J.M.O. & ROBERTSON, P. K. (1985)**, Full Displacement pressuremeter Testinng in Sand, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, N. 3, pp. 298-307;
- IBGE (1977)**, Geografia do Brasil, Região Nordeste, v. 92, Rio de Janeiro.
- JEZÉQUEL, J. F., LEMÉE, E., SAINTILAN, D. (1974)**, Exploitation de l'Éssai Pressiométrique Normal par Méthode Numérique, Bulletin de Liaison des Laboiratoires des Ponts et Chaussées, n. 69, p. 105-114.
- JEZÉQUEL, J. F. (1982)**, The Self Boring Pressuremeter, Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl., Paris, p.209-222.
- KULHAWY, F.H. & MAYNE, F.W. (1990)**, Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Research Project 1493-6, Cornell' University, New York;

- LAIER, J. E., SCHMERTMANN, H. (1975)**, Effect of Pressuremeter Length in Dry Sand, Proc. of Conference on in s Measurement of Soil Properties, v.02, pp 241-259, Raleigh, Norte Caroline.
- LAMÉ, G. (1952)**, Leçons Sur la Théorie Mathématique L'élasticité des Corps Solides, Bachelier, Paris, France (Citado por CLARKE, 1995).
- LEGIER, A. (1982)**, The Wire Line Expansometer, Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl., Paris, 263-274 (Citado por CLARKE, 1995).
- LEICHNER, W. (1966)**, Die Bautechnische Baugrundbeurteilung Mittels Horizontaler Belastungsversuche in Bohrloch Nach dem Kogler - Verfahren (Citado por BAGUELIN et alii, 1978).
- LIVINEH, M., GELLERT, M., UZAN, J. (1971)**, Determination of the Elastic Modulus of the Soil by Pressuremeter Test - Theoretical Background, Journal of Materials, JMLSA, v. 06, n..02.
- LUCENA, F. B., BEZERRA, S. P. & COSTA, J. D., (1988)**, Estudo da Aplicação do Pressiômetro de Briaud na Pavimentação, Anais da XXIII RAPv, Florianópolis, pp. 117-134.
- LUNNE, T., LACASSE, S. & RAD, N.S. (1989)**, SPT, CPT, Pressuremeter Testing of Soils, Proc. of XII ICSMFE, Vol. IV, Rio de Janeiro, General Report, Session 2, pp. 2419-2420.
- MAIR, R. J., WOOD, D. M. (1987)**, Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation, London, Butterworths/CÍRIA.
- MANTARAS, F. M. (1995)**, Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos não Saturados, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.

- MEHTA, B. G., (1989)**, Evaluation of Subsoil Properties by Pressuremeter Test, XII CSMFE, vol. I, Rio de Janeiro, pp. 295.
- MÉNARD, L. (1975)**, The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application test of Pressuremeter test results to foundation design, Soils Soils, N° 26..
- MÉNARD PRESSUREMETER (1994)**, Manual of Instruções APAGEO/SEGELM
- MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, (1972)**, Levantamento Exploratório-Reconhecimento de Solos no Estado da Paraíba, Bol. 15, n. 08., Rio de Janeiro.
- MORI, H., TAJIMA, S. (1964)**, The Application of the Pressuremeter Method to the Design of Deep Foundation, Soil and Foundations, Tokyo, v.4, n.2, p 34-44.
- NAKAHARA, S.M. (1995a)**, Determinação de Propriedades de um Solo não Saturado Através de Ensaios Pressiométricos e de Laboratório, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- NAKAHARA, S. M. (1995b)**, Caracterização de um Solo não Saturado Através de Ensaios de Campo e Laboratório, 2ª GEO-JOVEM, PUC/RJ, pp. 82-93.
- NORME FRANÇAISE (1991)**, Essai Pressiométrique Ménard; NF P94-110, Paris.
- ORTIGÃO, J.A.R. e ALVES, L.S. (1994)**, Análise de Ensaios Pressiométricos na Argila Porosa de Brasília, X COBRAMSEF, Vol. II, Foz do Iguaçu.
- PALACIOS, (1977)**, The Theory and Measurement of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling, Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy, University of Flórida.
- PINTO, C. S. (1996)**, Propriedades dos Solos In: Fundações Teoria e Prática, Ed. PINI, São Paulo.

- QUARESMA, A.R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., SOARES DE ALMEIDA, M.S., DANZIGER, F. (1996)**, Investigações Geotécnicas, Pressiômetros, Fundações Teoria e Prática, ABMS/ABEF, Ed. PINI, pp. 129-130.
- SANTANA, J.M., LUCENA, F.B. e BRASILEIRO, F.E. (1995)**, Avaliação das características de Resistência no Subleito Através de Ensaios “in situ”, 29º RAPV., Vol. I, Cuiabá; pp. 273-301
- SANDRONI, S. S. e BRANDT, J.R.T. (1981)**, Ensaio Pressiométrico em Solos Residuais Gnáissicos Jovens; AT 23/81, PUC - RJ.
- SCHMERTMANN, J. H. (1978)**, Statics of SPT, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, PP 655-670.
- SCHMERTMANN, J. H., PALACIOS, (1979)**, Statics of SPT, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, PP 655-670.
- SCHNAID, F. e ROCHA FILHO, P. (1994)**, Experiência de Aplicação do Ensaio Pressiométrico em Solos Estruturados Parcialmente Saturados, X COBRAMSEF, Vol. II, Foz do Iguaçu.
- SCHNAID, F. (1994)**, Relating Cone and Pressuremeter Tests to Access Properties and Stresses in Sand, XIII ICSMFE, Índia, vol. 1, p. 121-124.
- SHIELDS, D. H., BAUER, G. E.,** Determination of the Modulus of Deformation of a Sensitive Clay Using Laboratory and In Situ Test, ASCE, North Carolina.
- SKEMPTON, A. W. (1986)**, Standard Penetration Test Procedure and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, ageing and Overconsolidation, Geotechnique 36, pp 425-447.
- SOARES, M. M., (1987)**, O Uso de Ensaio de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos, Anais do SGST, v. 01, pp 229-266, Brasília.
- SULLY, J. P. (1994)**, Use of Full-displacement Penetration Tests to Determine in Situ Lateral Stress, XIII ICSMFE, VOL. 1, pp. 139-142, Índia.

- TAVENAS, F. et al. (1974)**, Difficulties in the Determination of K_0 in Soft Sensitive Clay, Speciality Conference on In Situ Measurement of the Soil Properties, Raleigh, North Carolina, ASCE, v. 1, p 450-476.
- TIMOSHENKO, S. P., GOODIER, J.N. (1989)**, Teoria da Elasticidade, Terceira edição, Editora McGraw-Hill.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1967)**, Soils Mechanics in Engineering Practice, Segunda edição, John Wiley, New York.
- TOLEDO FILHO, R. D., (1991)**, Utilização de Ensaio Pressiométricos para Determinação das Propriedades dos Solos e sua Aplicação em Projetos de Fundações de Obras Rurais.
- TUNNE, T. et alli (1989)**, General Report/ Discussion Session 2: SPT, CPT, Pressuremeter Testing and recent developments in situ Testing, XII ICSMFE, vol. IV, pp. 2419-2420.
- UTO, K., FUYUKI, H. (1985)**, Dynamic Bearing Capacity, Wave Theory and Driving Control Penetrability and Drivability of Piles, Proc. T. C. on Penetrability and Drivability of Piles, v.1,p. 201-204
- VAN WANBEKE, A., D'HENRICOURT, J. (1971)**, Courbes Oressiométriques Inverse Méthode d'Interpretation de l'Essai Pressiométrique, Bruxelles, Royal Military School Publication.
- VIEIRA FILHO, J. O. e LUCENA, F. B. (1995)**, A utilização do Pressiômetro como Alternativa para Determinação do CBR "in situ" e do Coeficiente de Recalque, 29º RAPv., vol. I, Cuiabá, pp. 215-255.
- WANG, H., LAW, K.T. (1994)**, Interpretation of full displacement pressuremeter Test, XIII ICSMFE, vol. I, New Delhi, Índia, pp. 111-114.

WITHERS, N. J., SCHAAP, L. H., DALTON, C. P. (1986), The Development of a Full Displacement Pressuremeter, Proc. 2nd Symp. On Pressuremeter and Marine Application, pp. 38-56.

WROTH, C. P. (1984), The Interpretation of in Situ Soil Test, Geotechnique, London, v. 34, pp. 449-489.

YU, H. S., SCHNAID, F., COLLINS, I. F. (1996), Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 122, N° 08, pp. 623-632.

APÊNDICE

CURVAS PRESSIOMÉTRICAS CORRIGIDAS

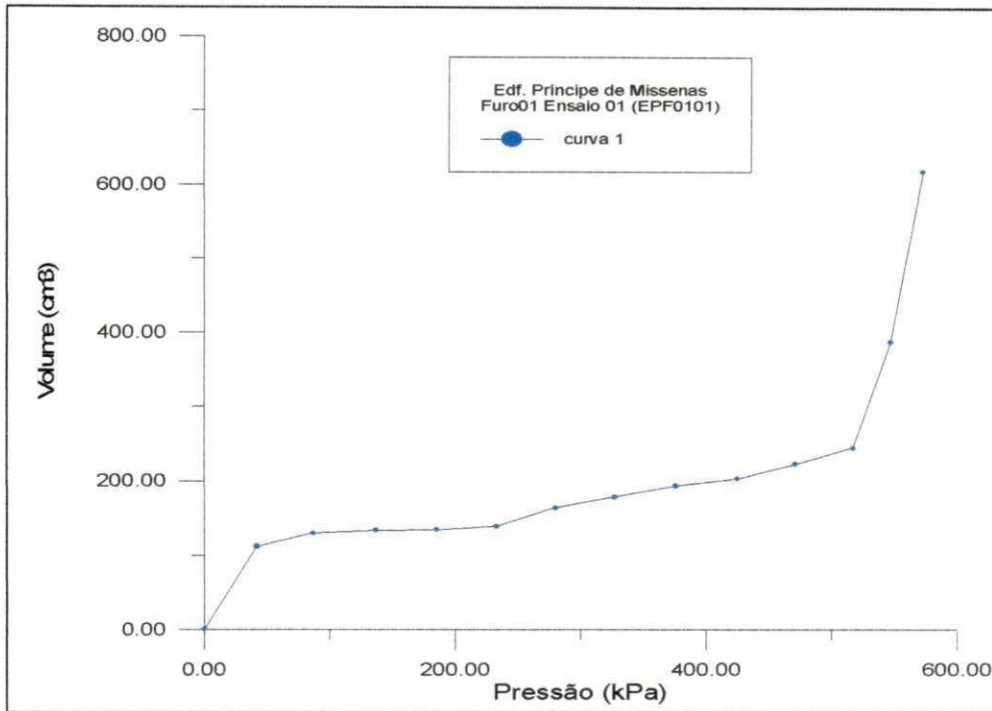


Figura A-1 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF1 - Profundidade 1,0 metro.

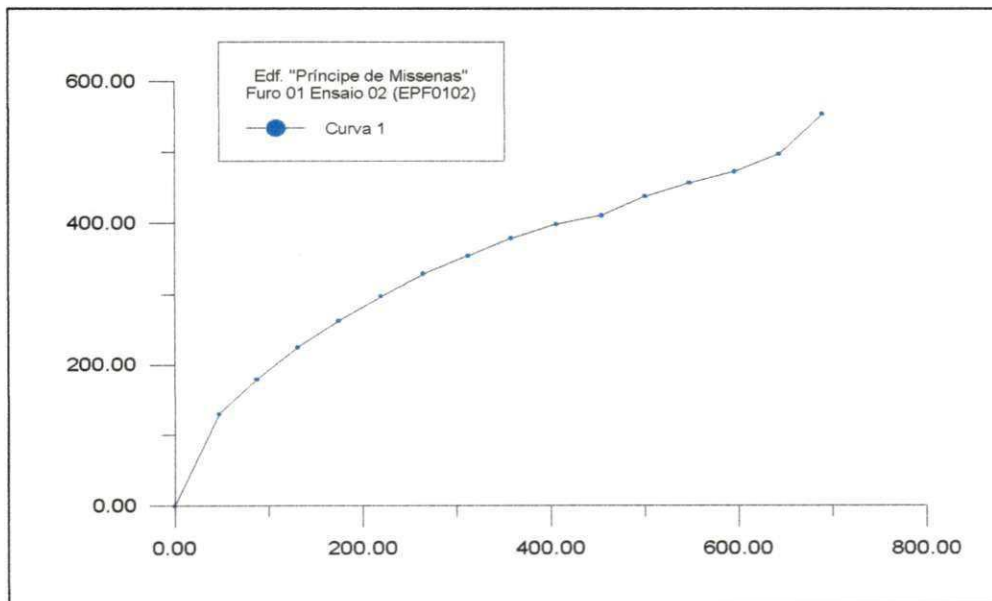


Figura A-2 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF1 - Profundidade 2,0 metros.

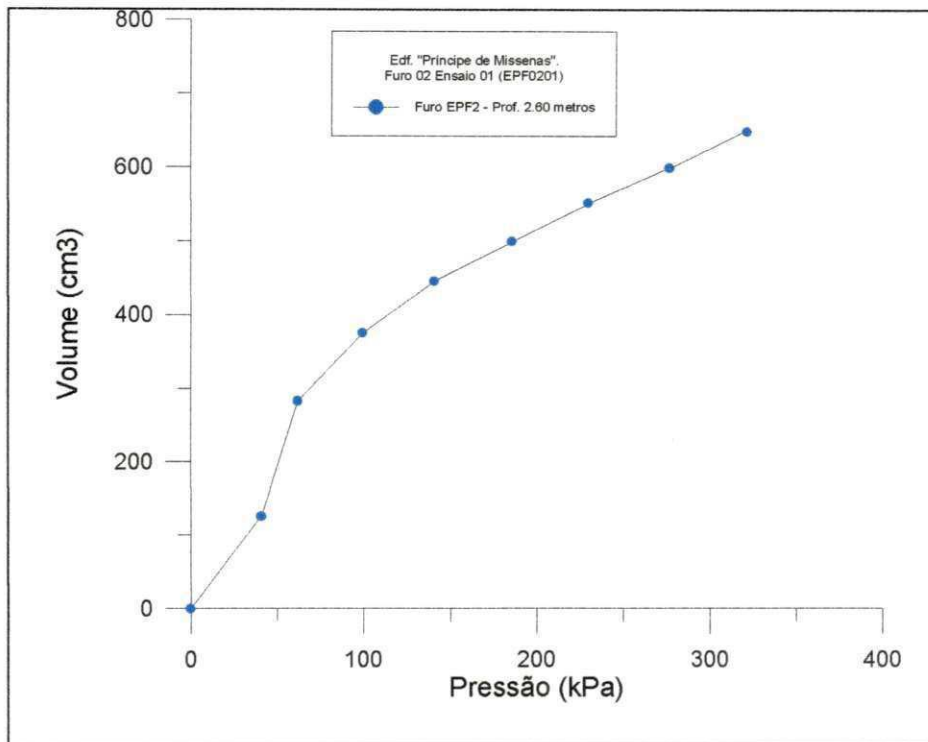


Figura A-3 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.

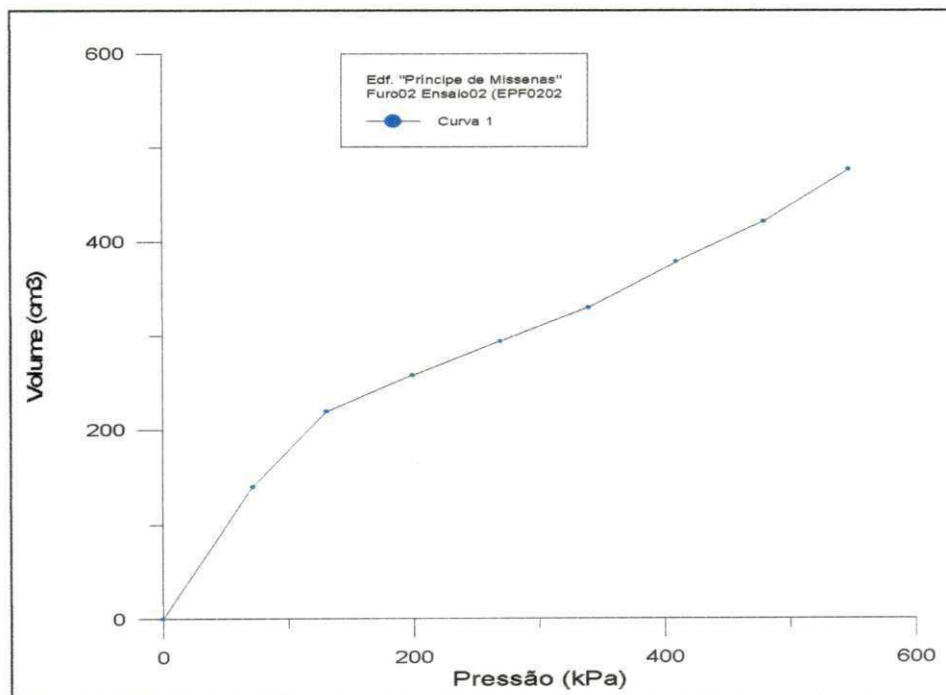


Figura A-4 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.

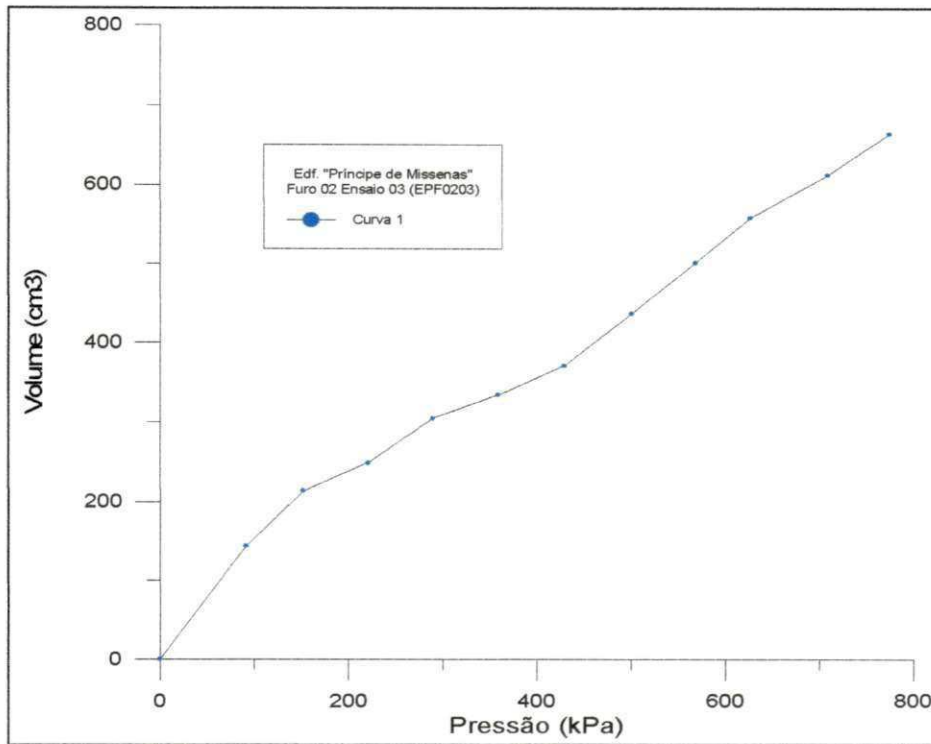


Figura A-5 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.

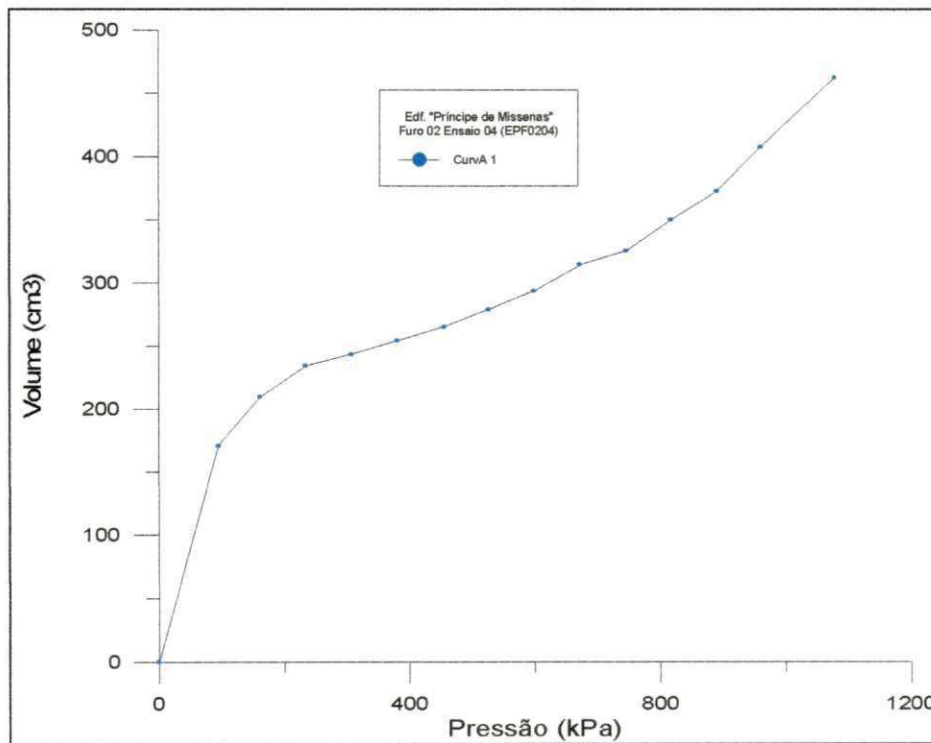


Figura A-6 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

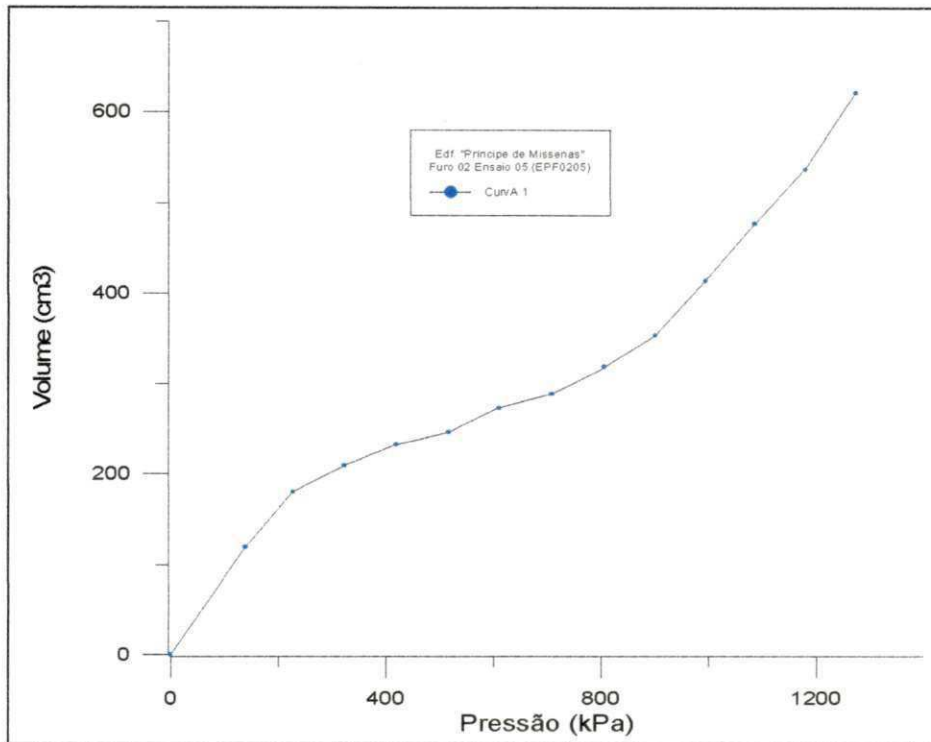


Figura A-7 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

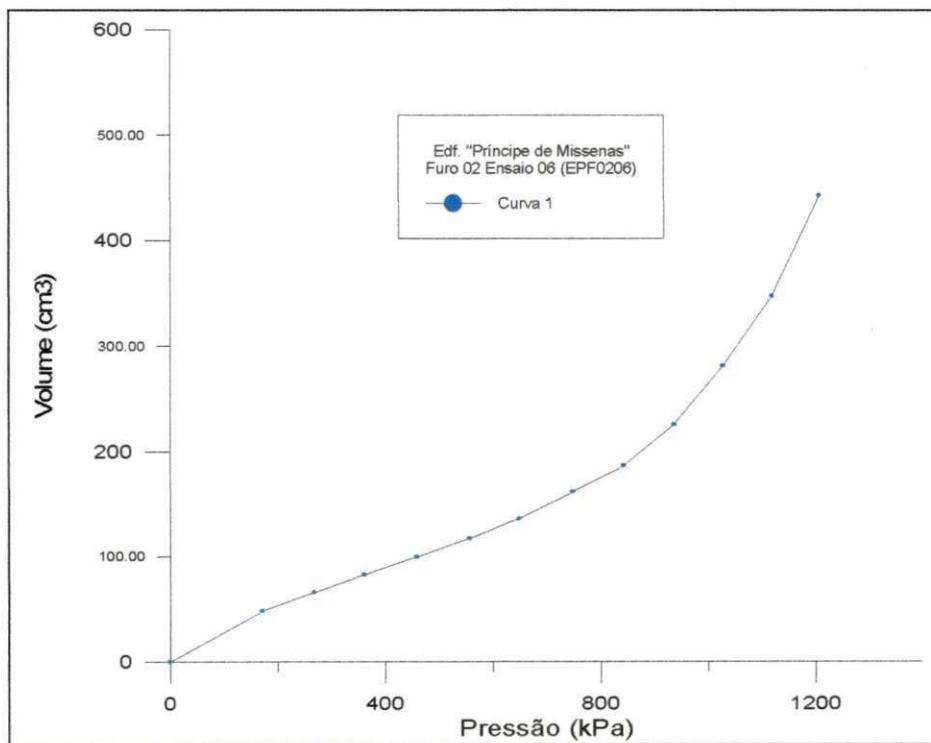


Figura A-8 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.

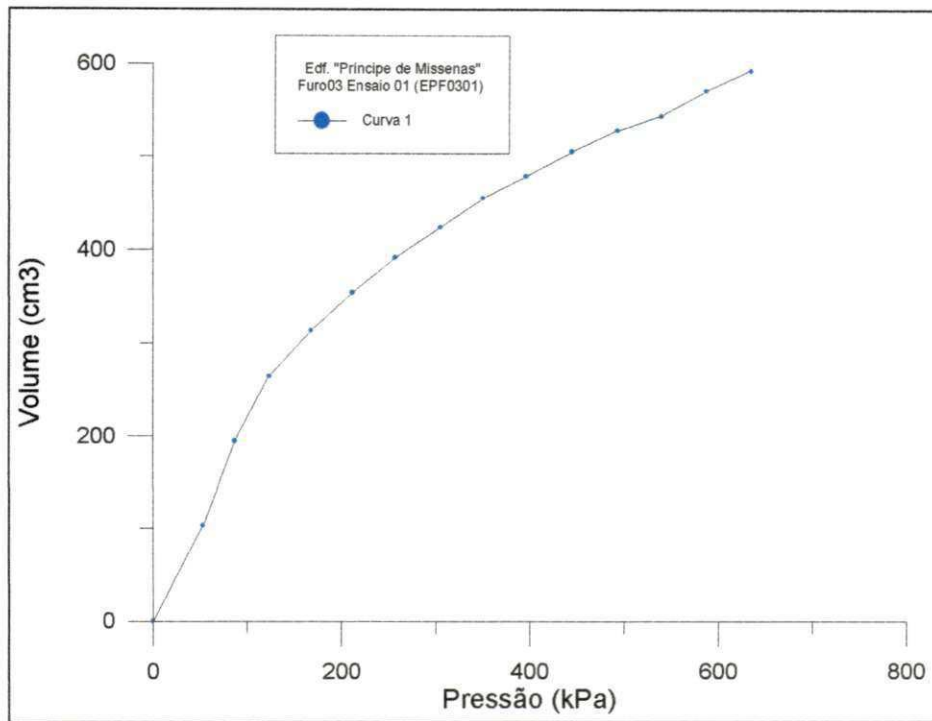


Figura A-9 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 2,60 metros.

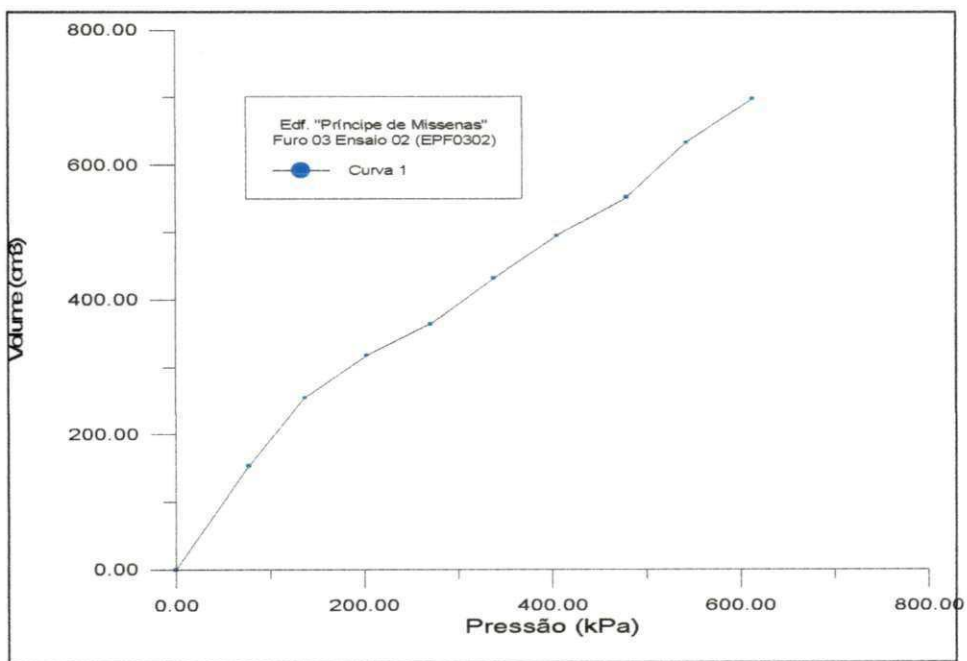


Figura A-10 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 3,60 metros.

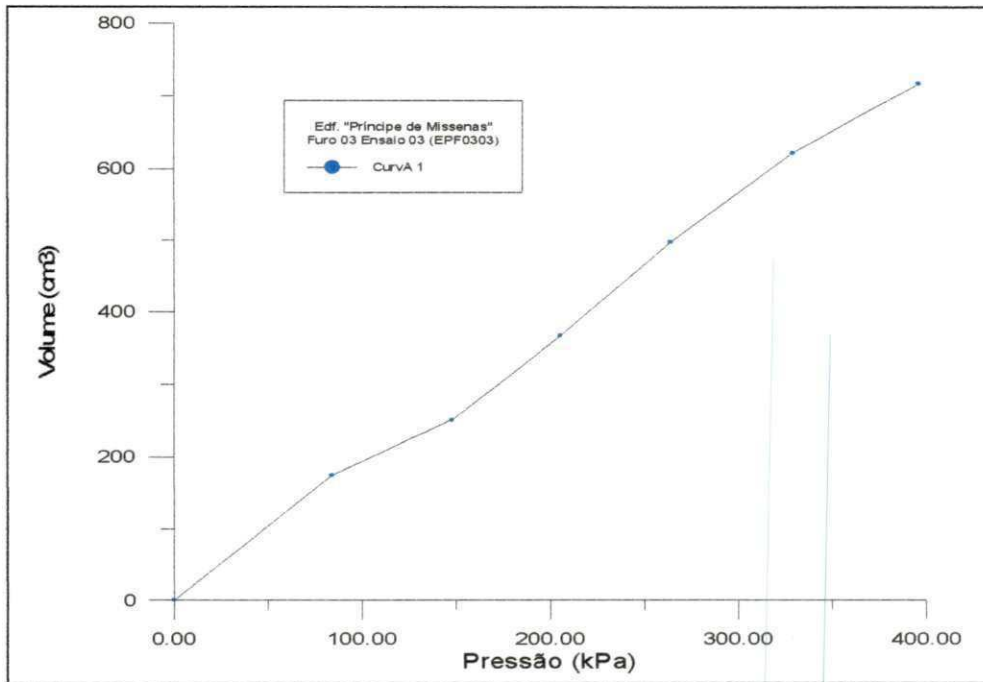


Figura A-11 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 4,60 metros.

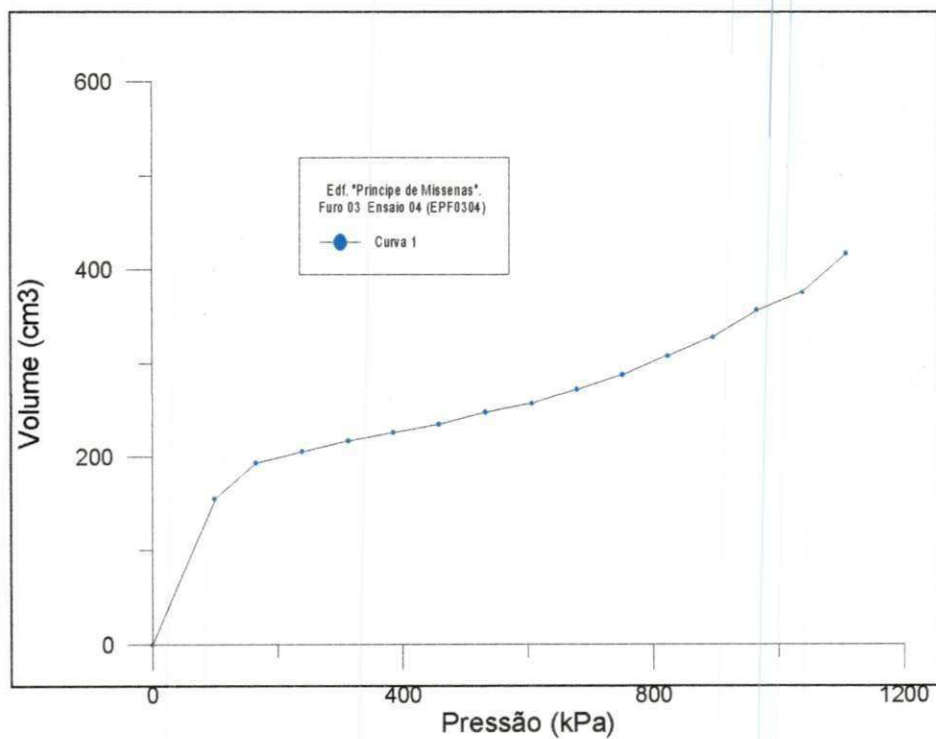


Figura A-12 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 5,60 metros.

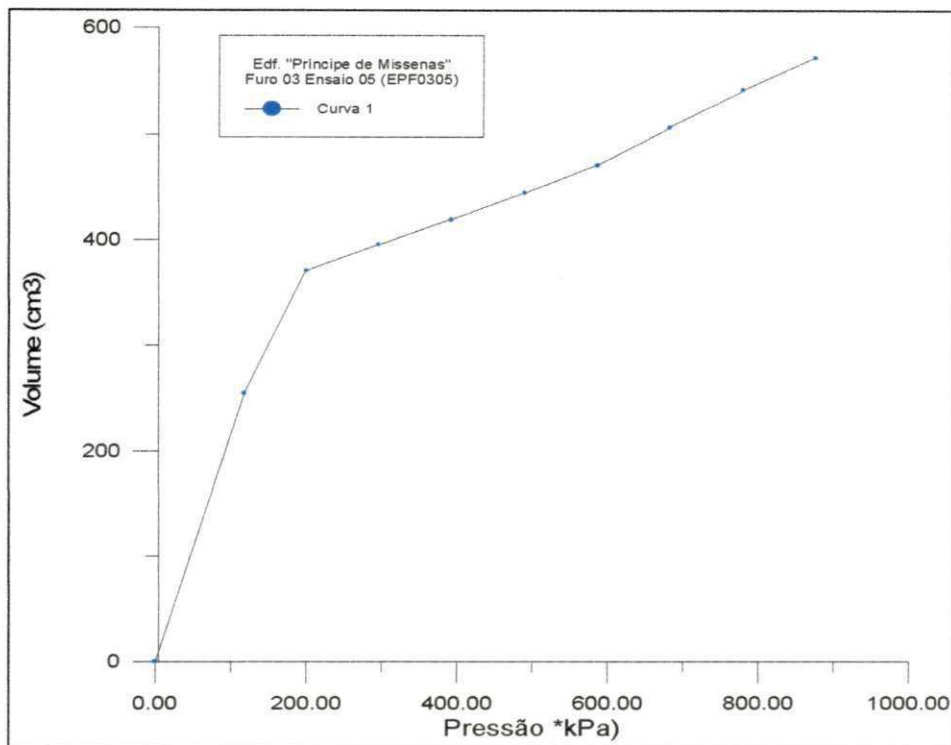


Figura A-13 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 6,60 metros.

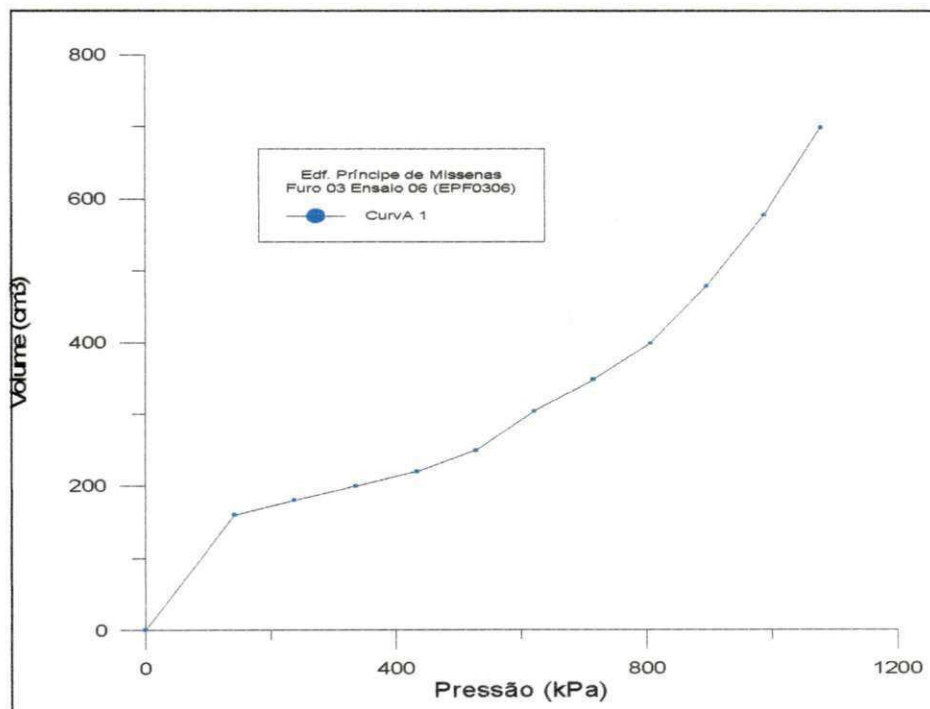


Figura A-14 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 7,60 metros.

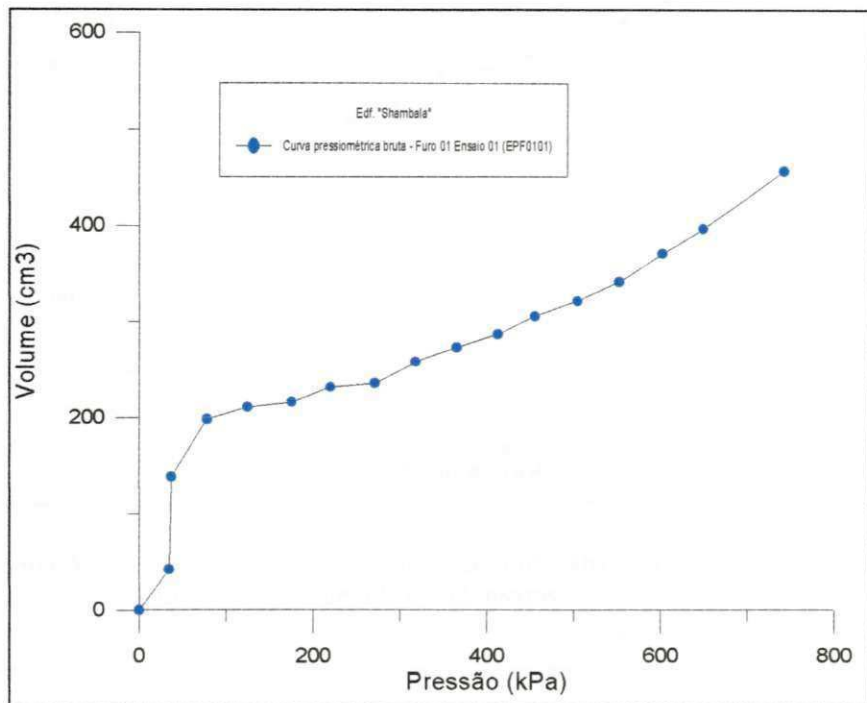


Figura A-15 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
 Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

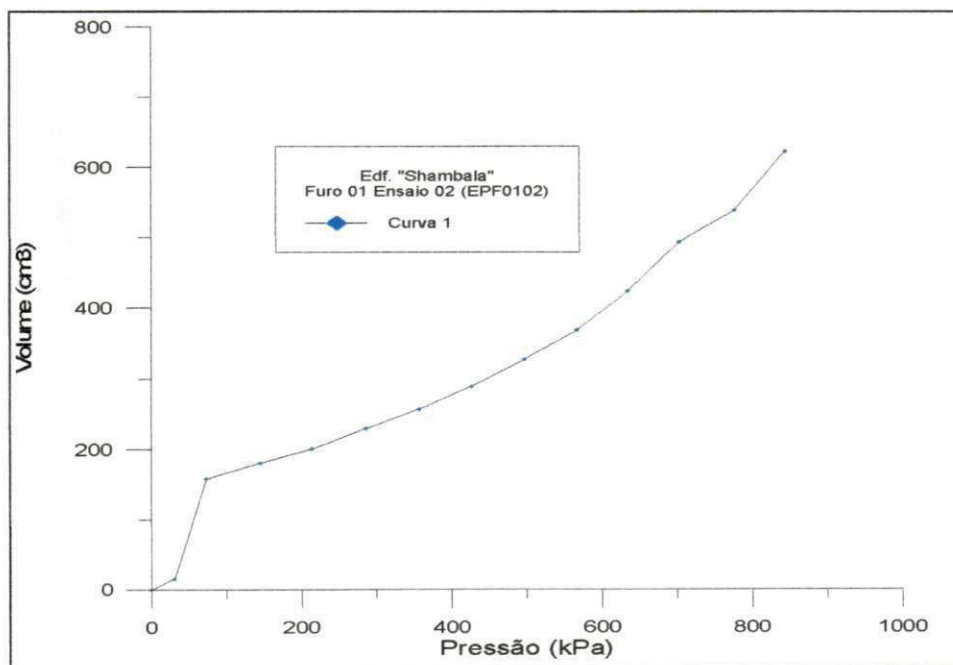


Figura A-16 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
 Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

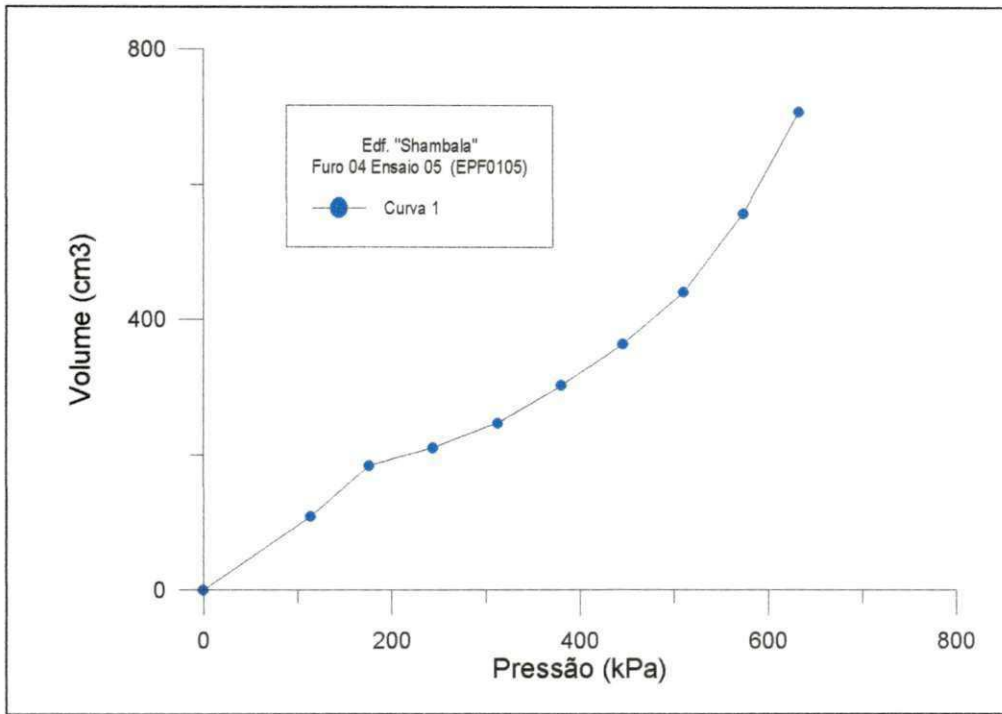


Figura A-19 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala", Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.

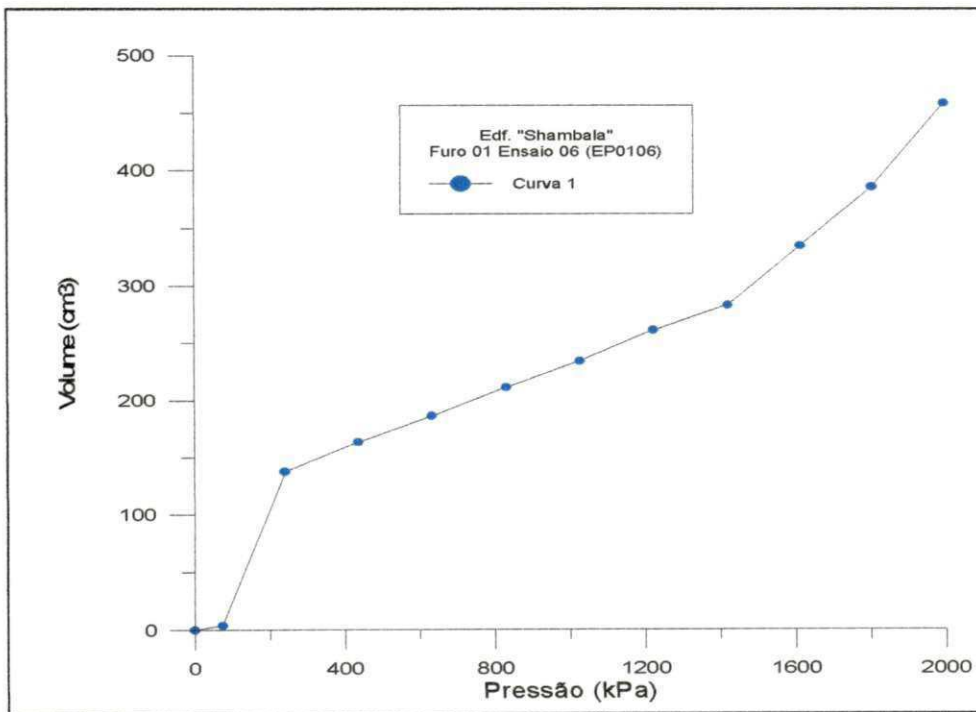


Figura A-20 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala", Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.

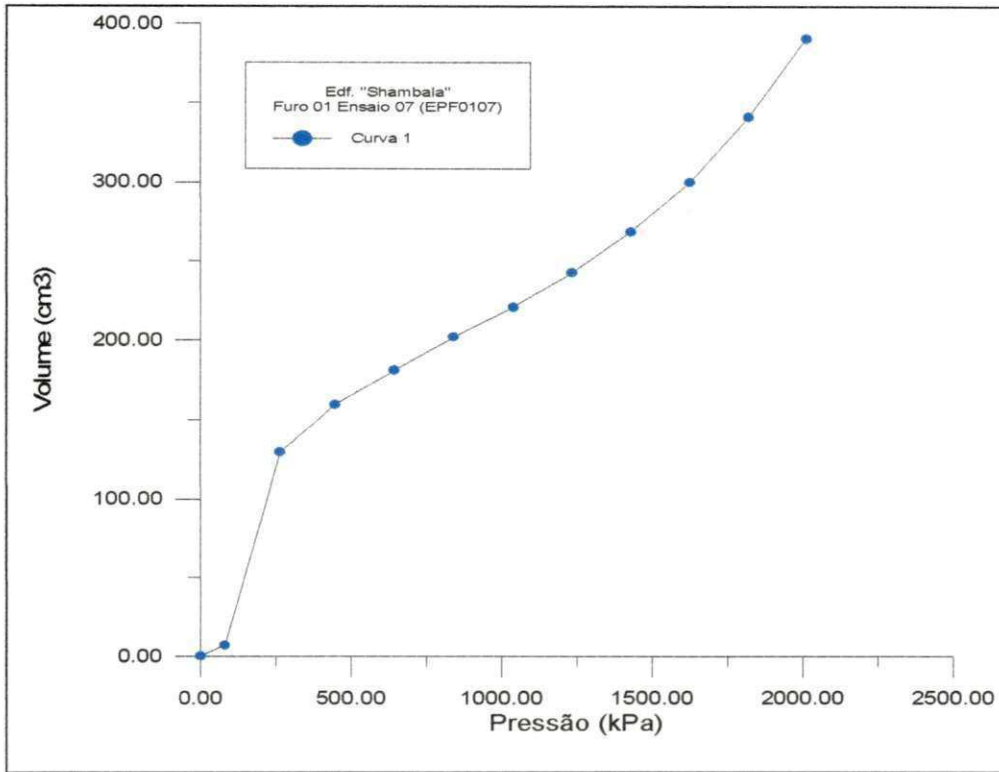


Figura A-21 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 7,60 metros.

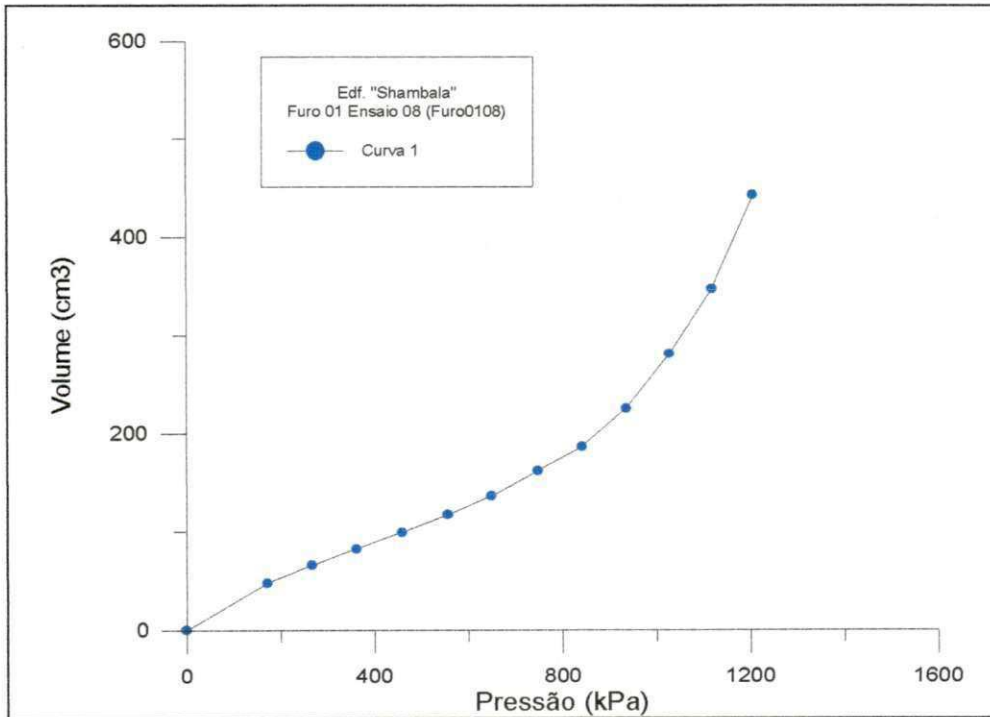


Figura A-22 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 8,60 metros.

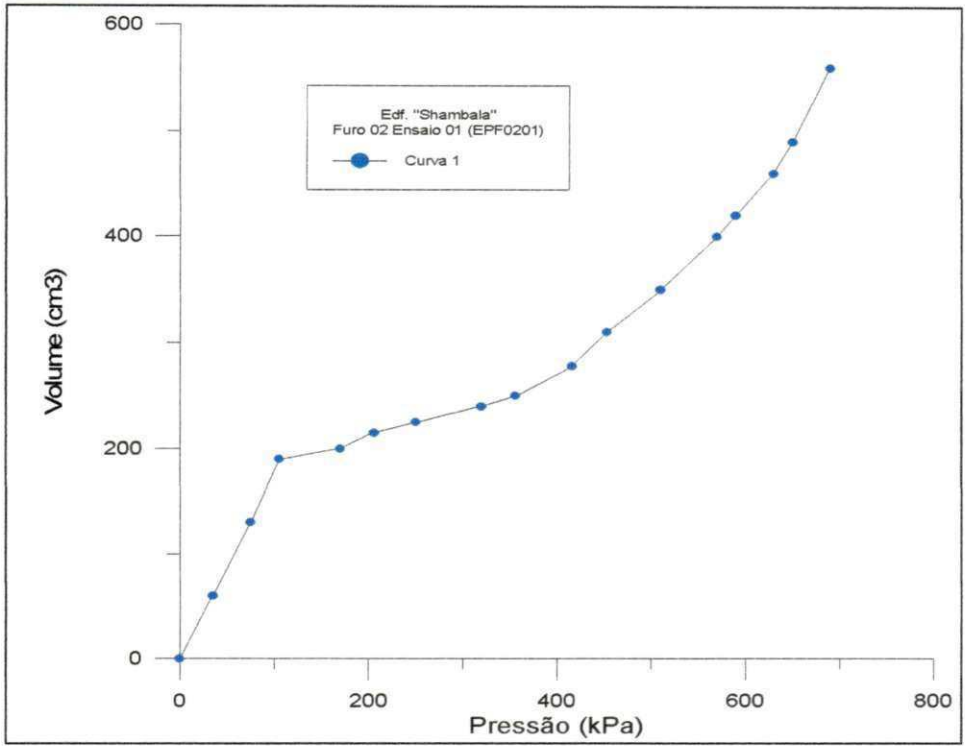


Figura A-23 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala", Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.

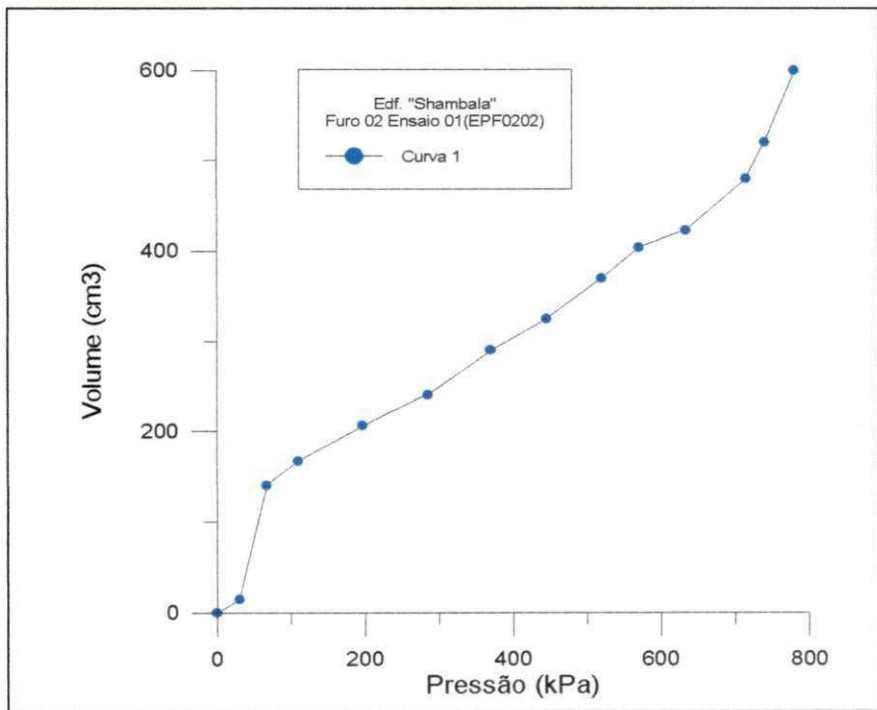


Figura A-24 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala", Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.

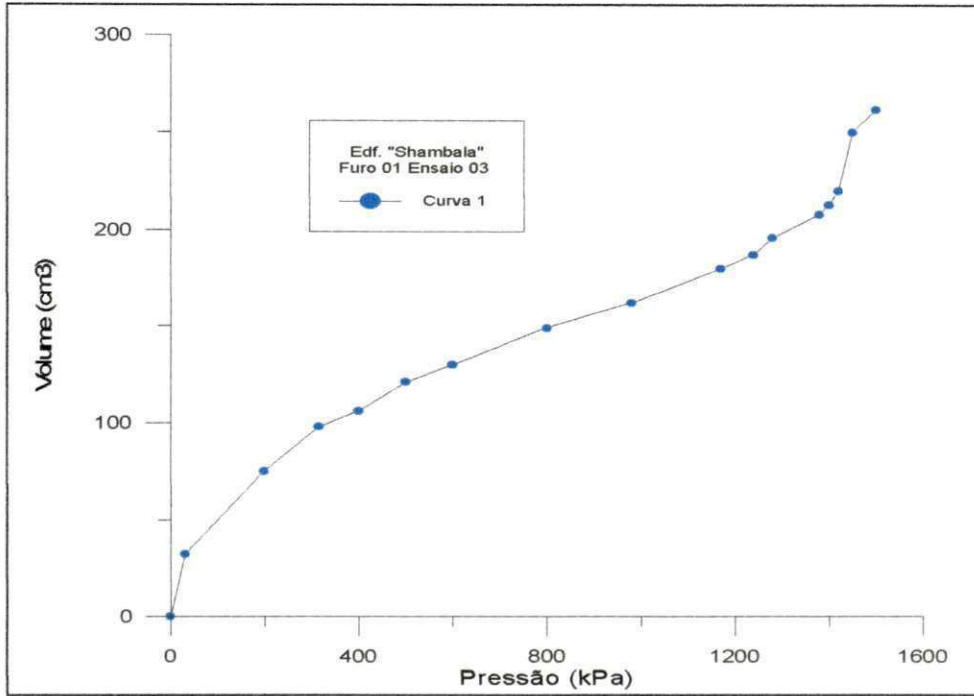


Figura A-25 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.

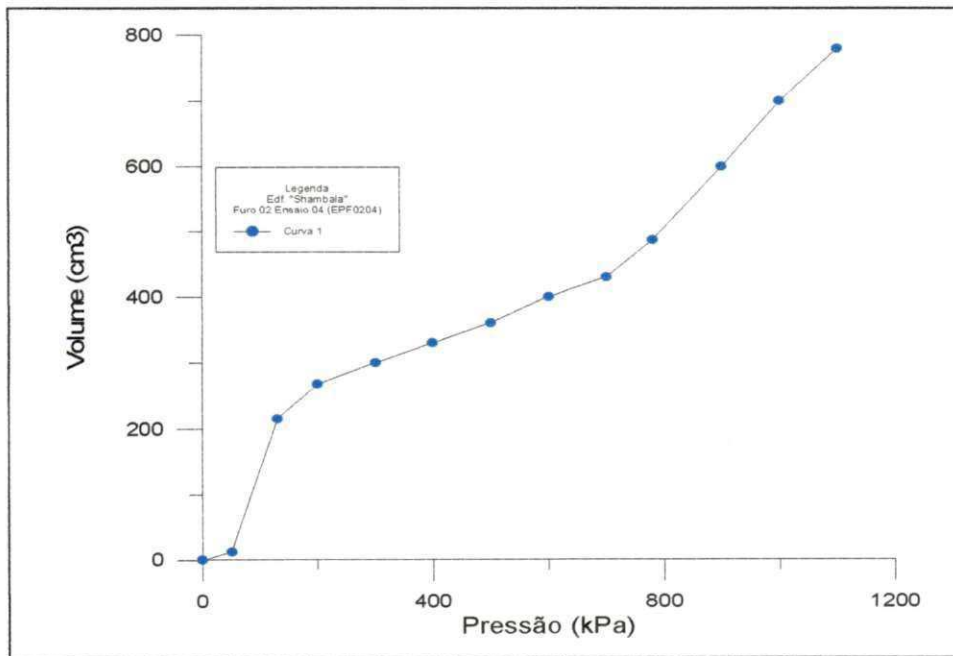


Figura A-26 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.

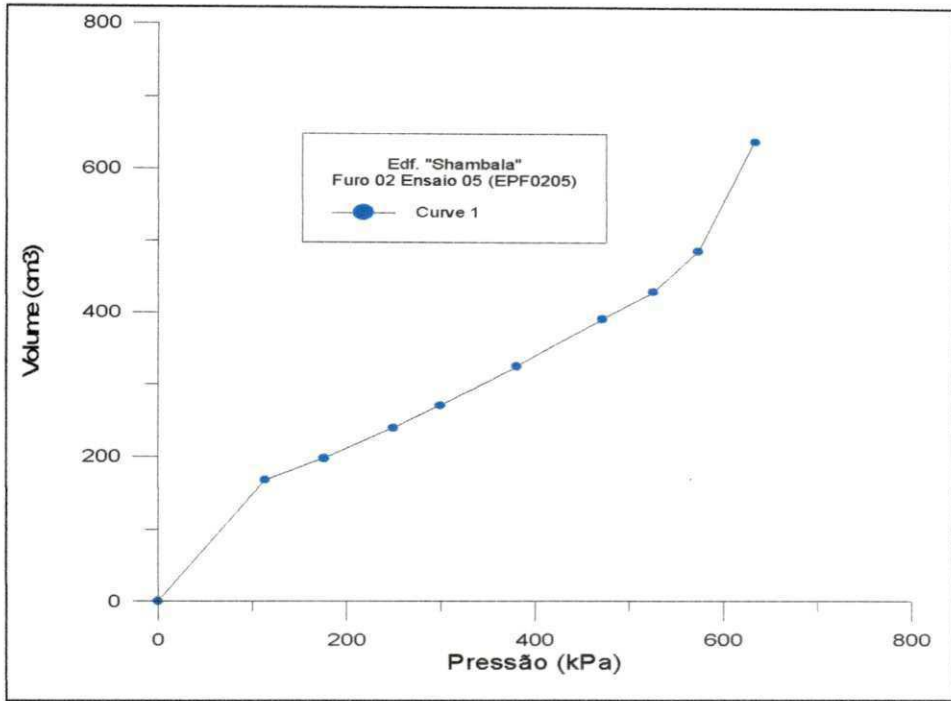


Figura A-27 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

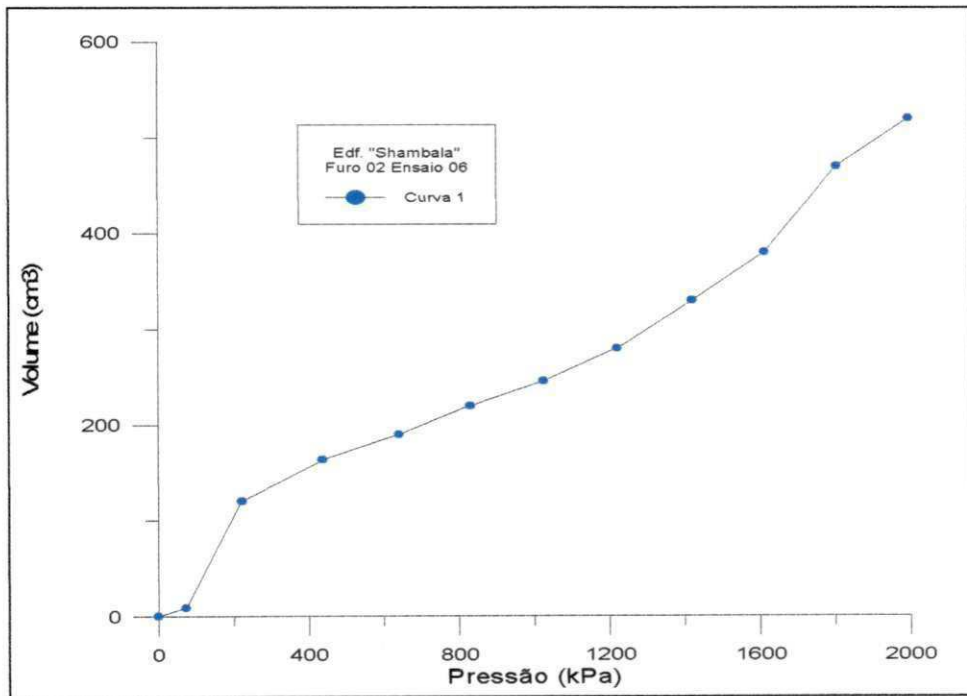


Figura A-28 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

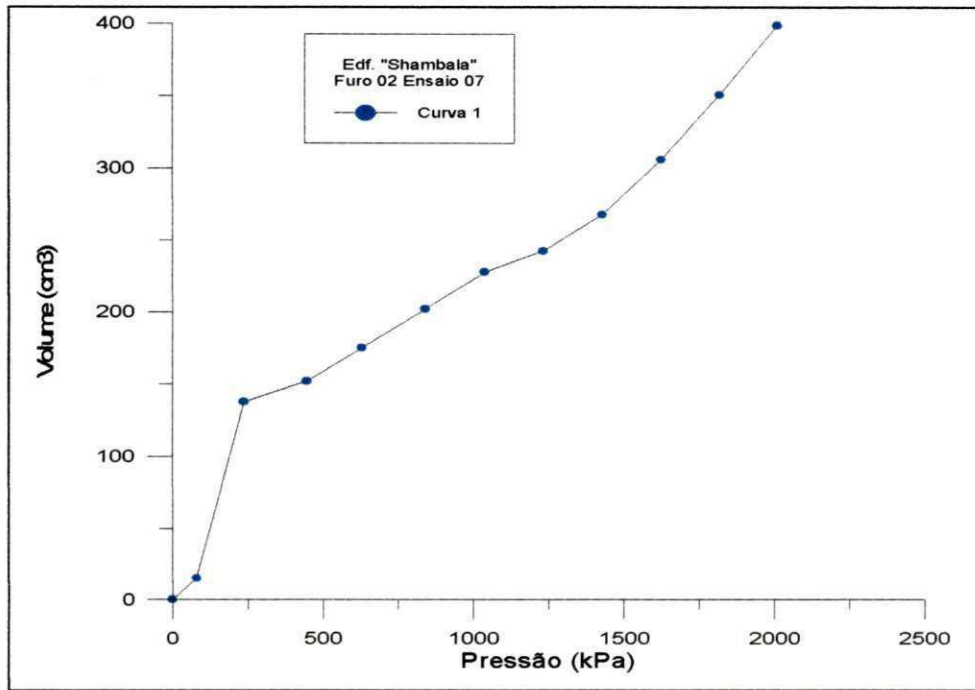


Figura A-29 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.

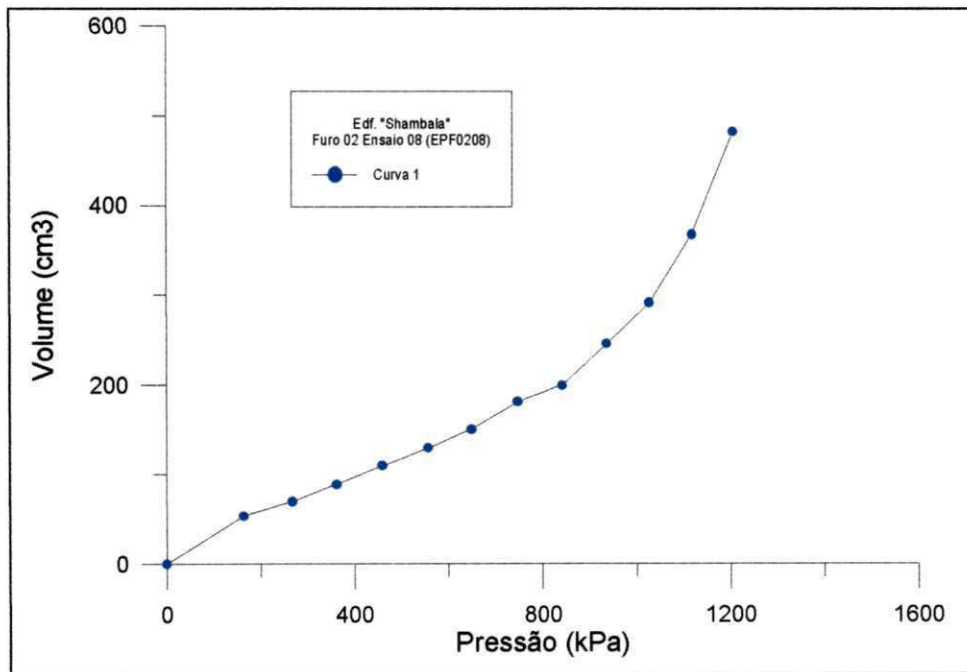


Figura A-30 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 8,60 metros.

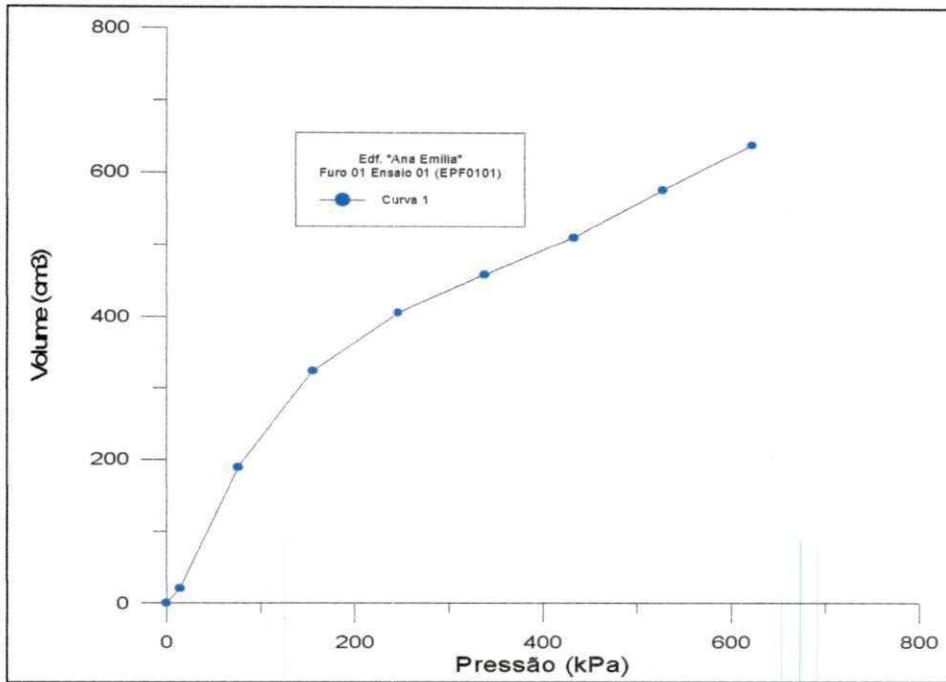


Figura A-31 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emilia", Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

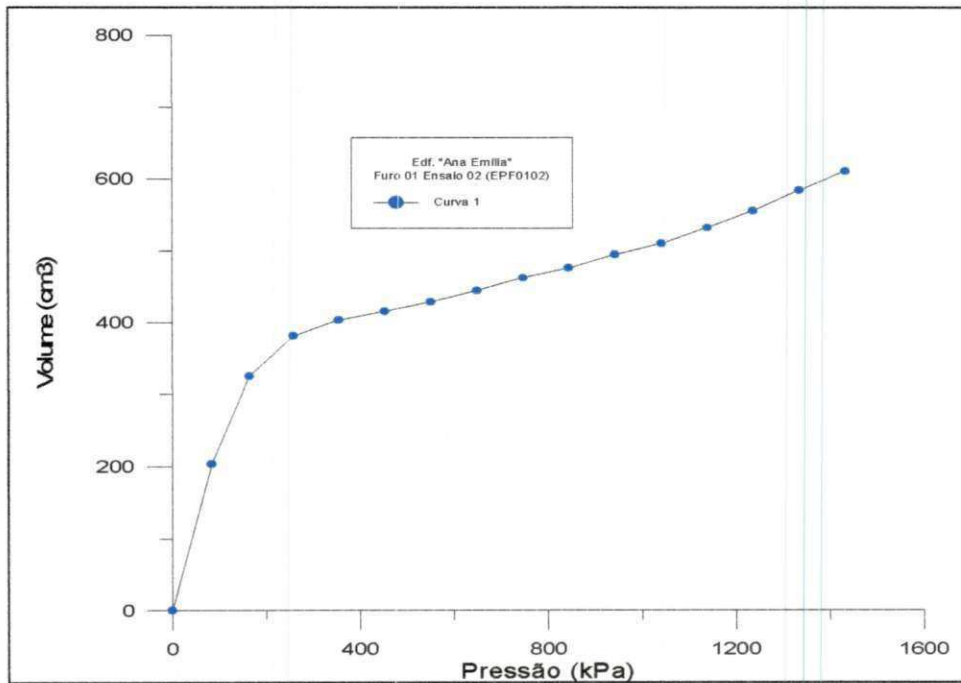


Figura A-32 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emilia", Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

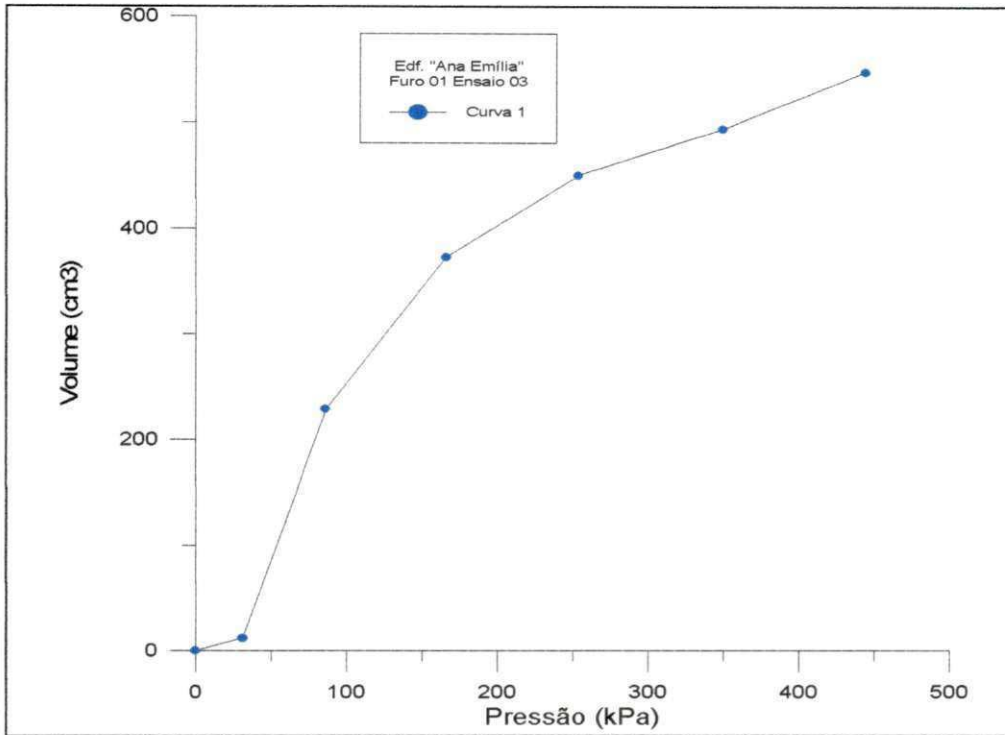


Figura A-33 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.

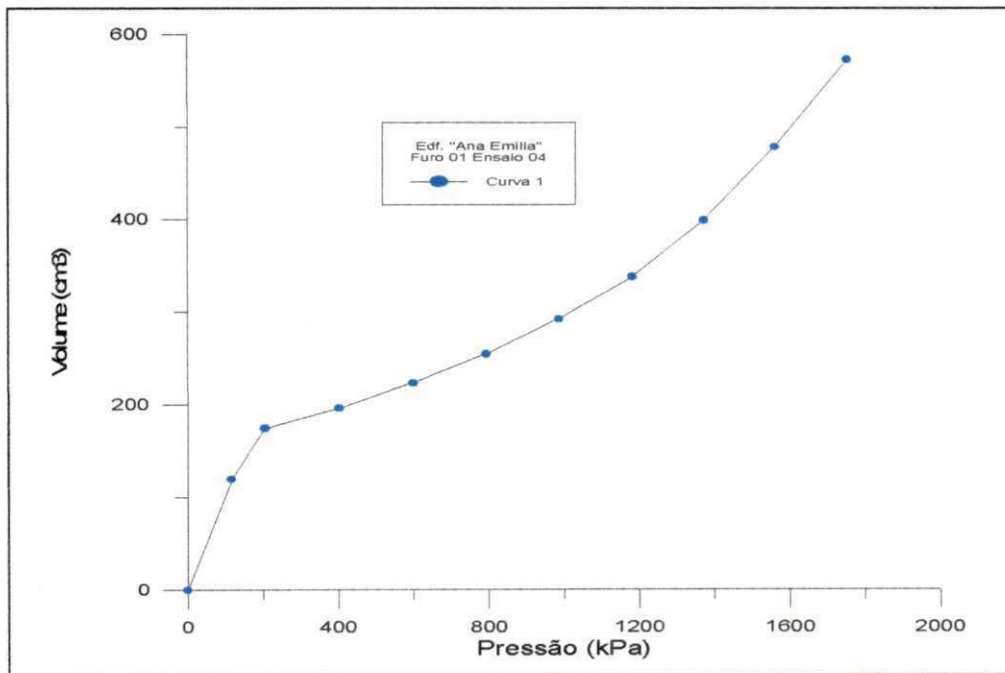


Figura A-34 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.

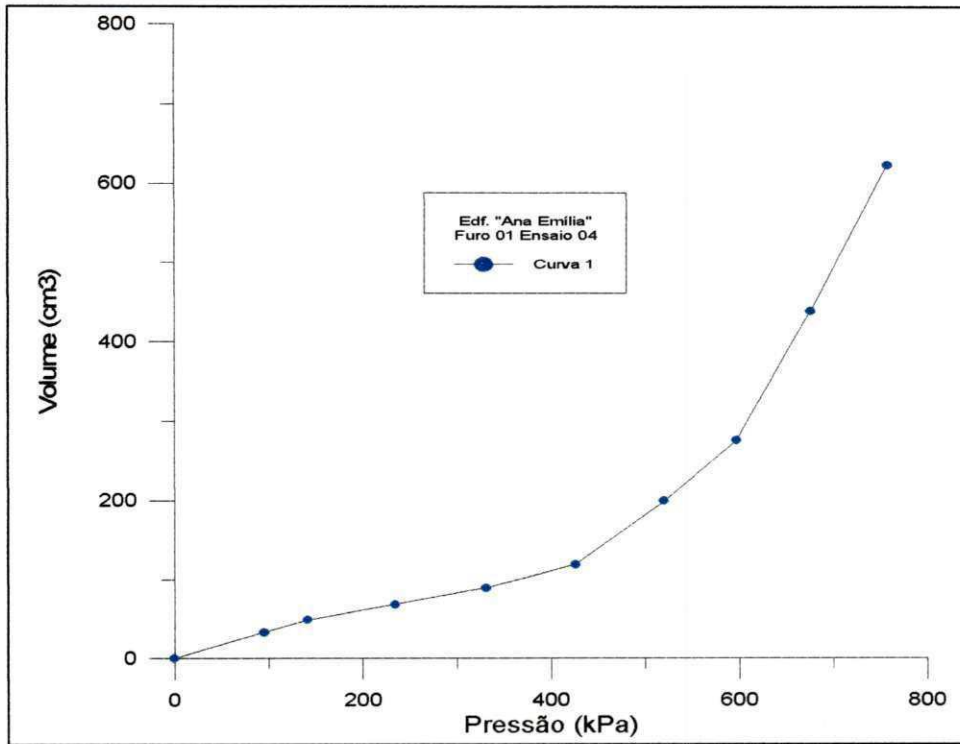


Figura A-35 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.

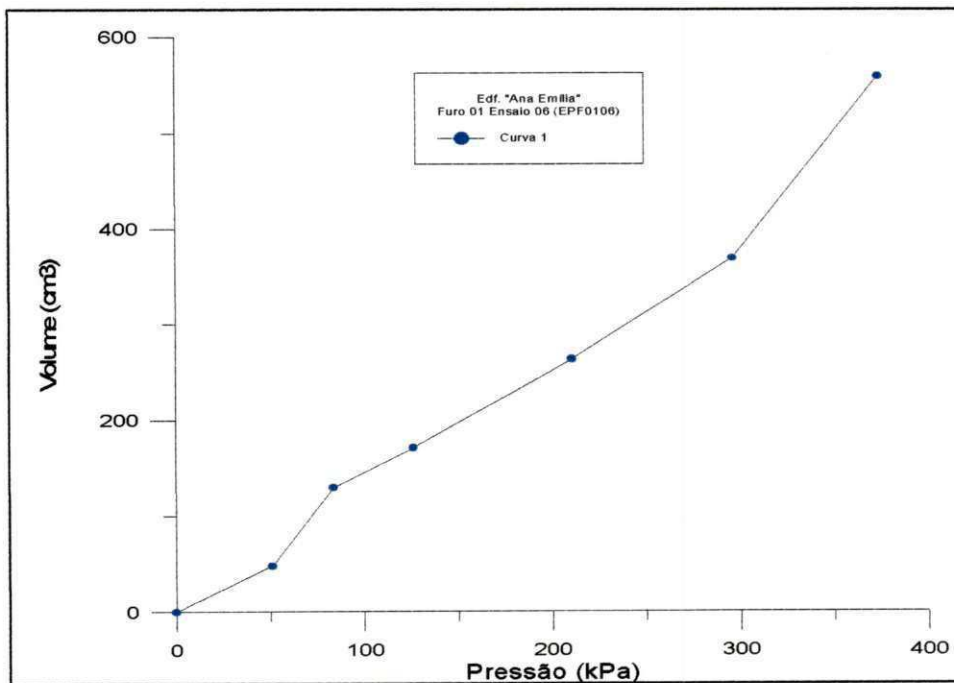


Figura A-36 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.

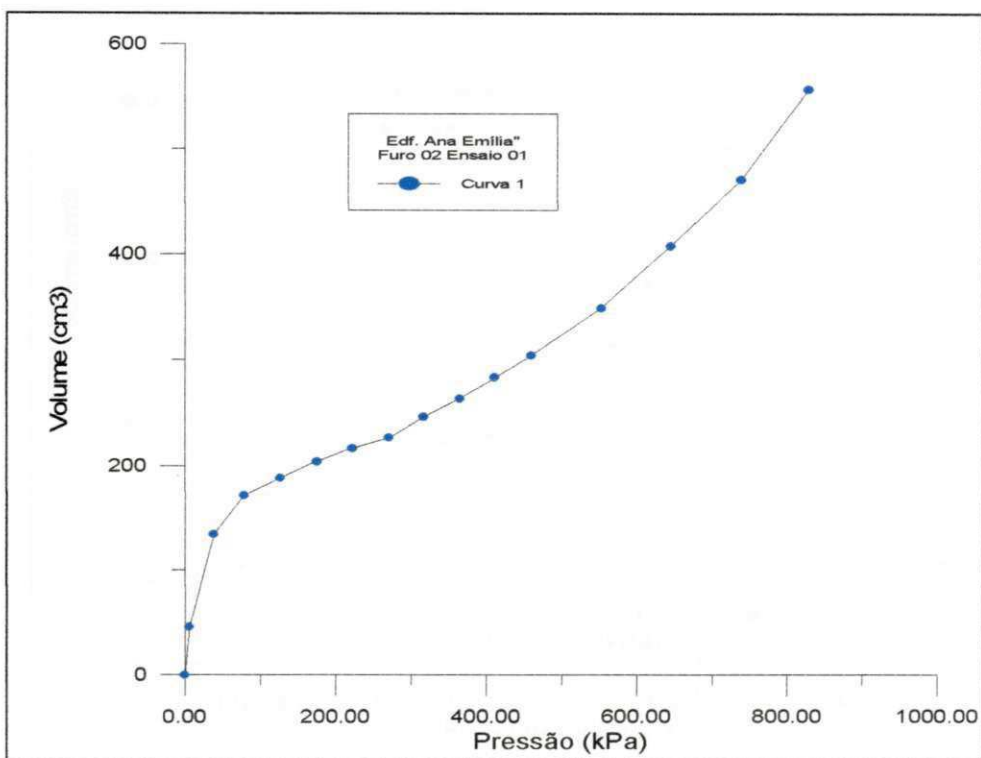


Figura A-37 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.

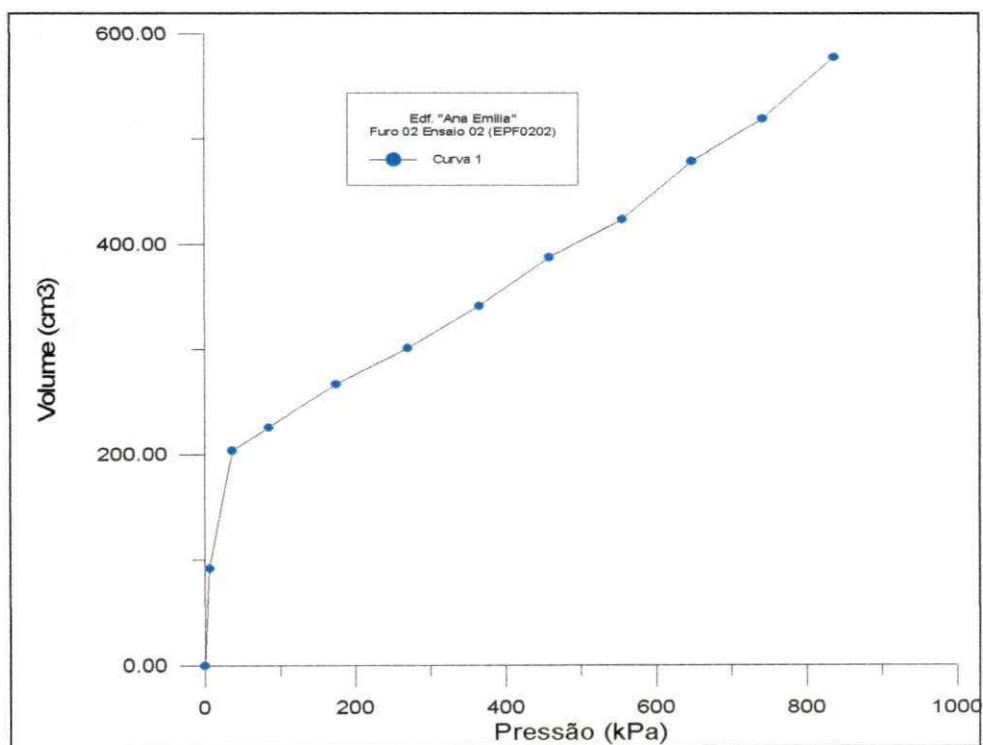


Figura A-38 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.

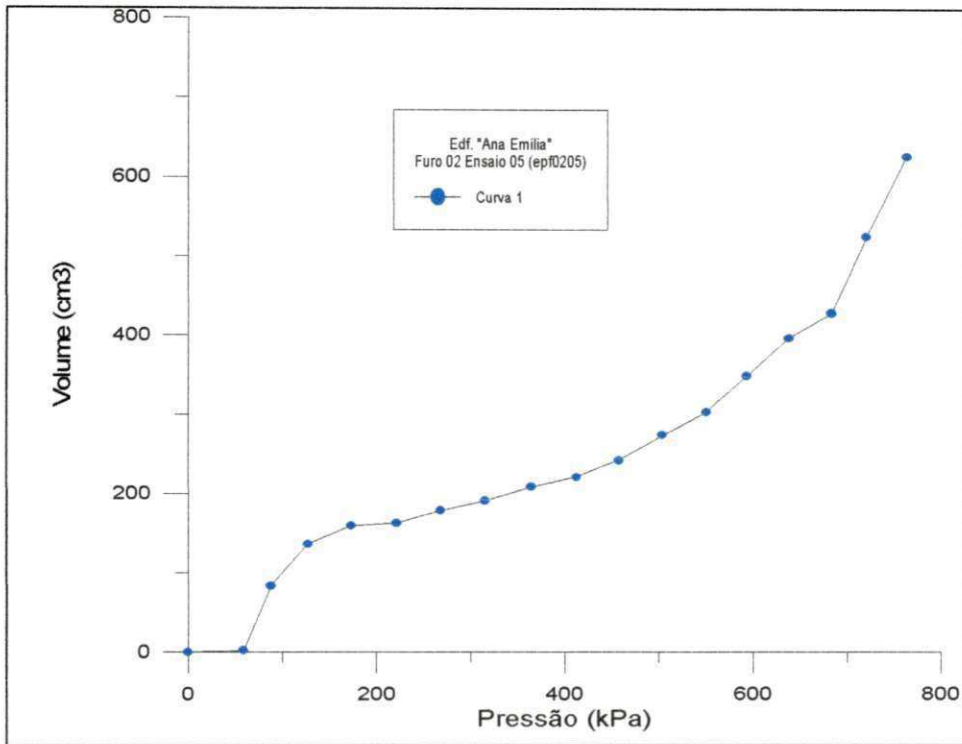


Figura A-41 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

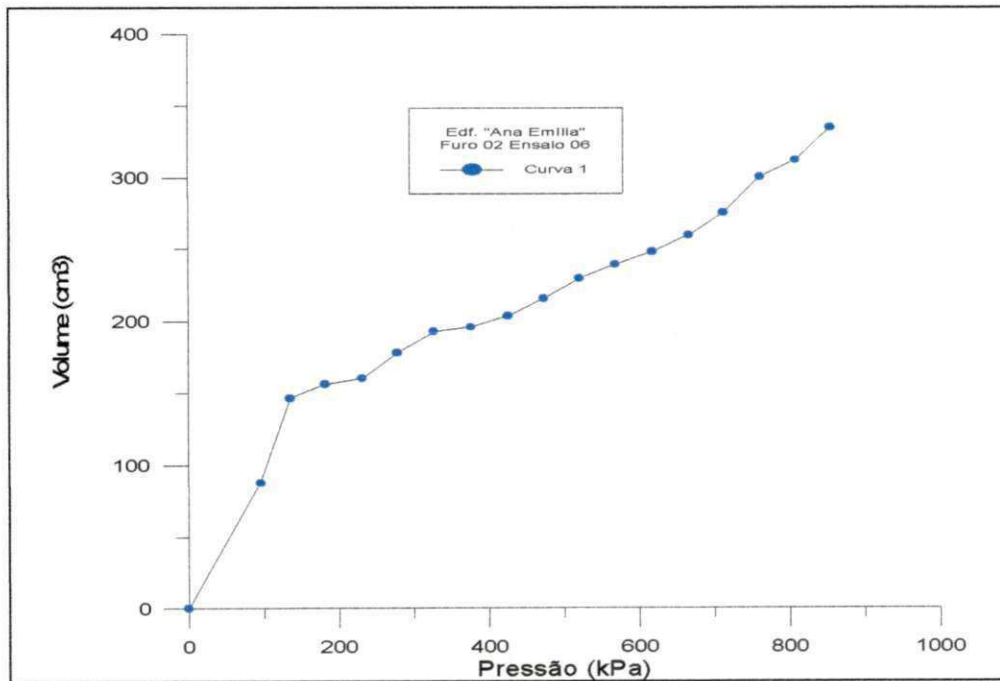


Figura A-42 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

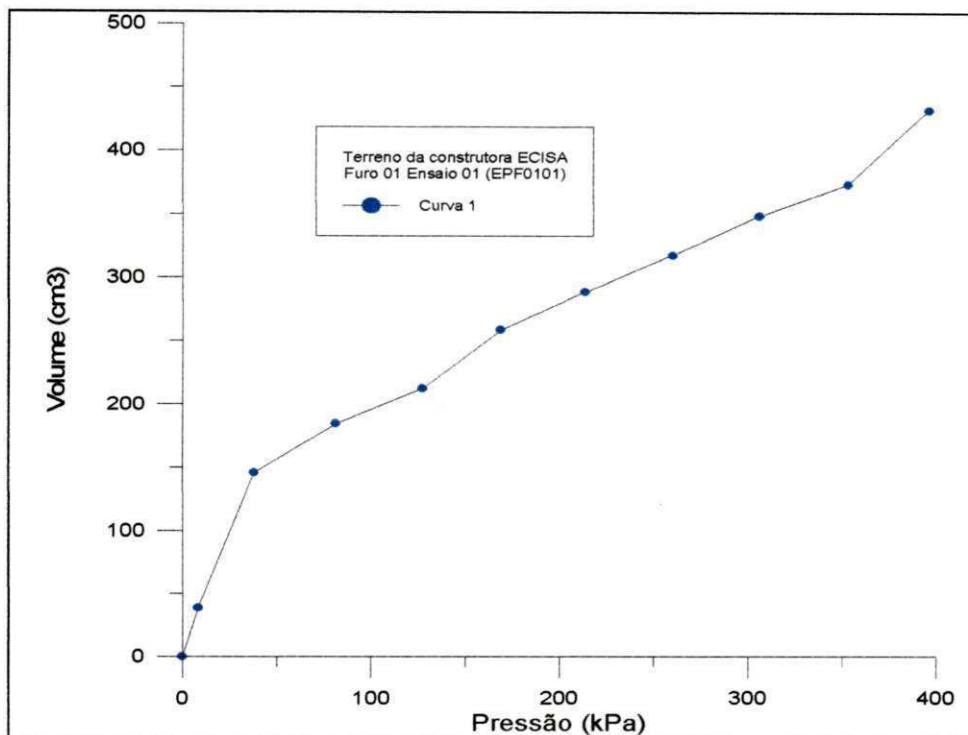


Figura A-43 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

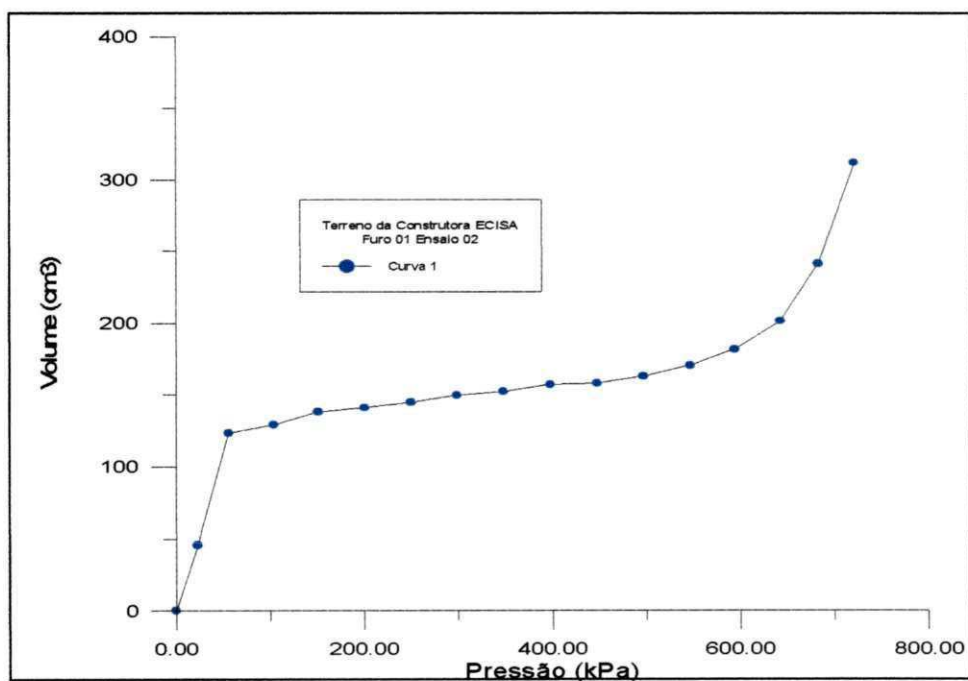


Figura A-44 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

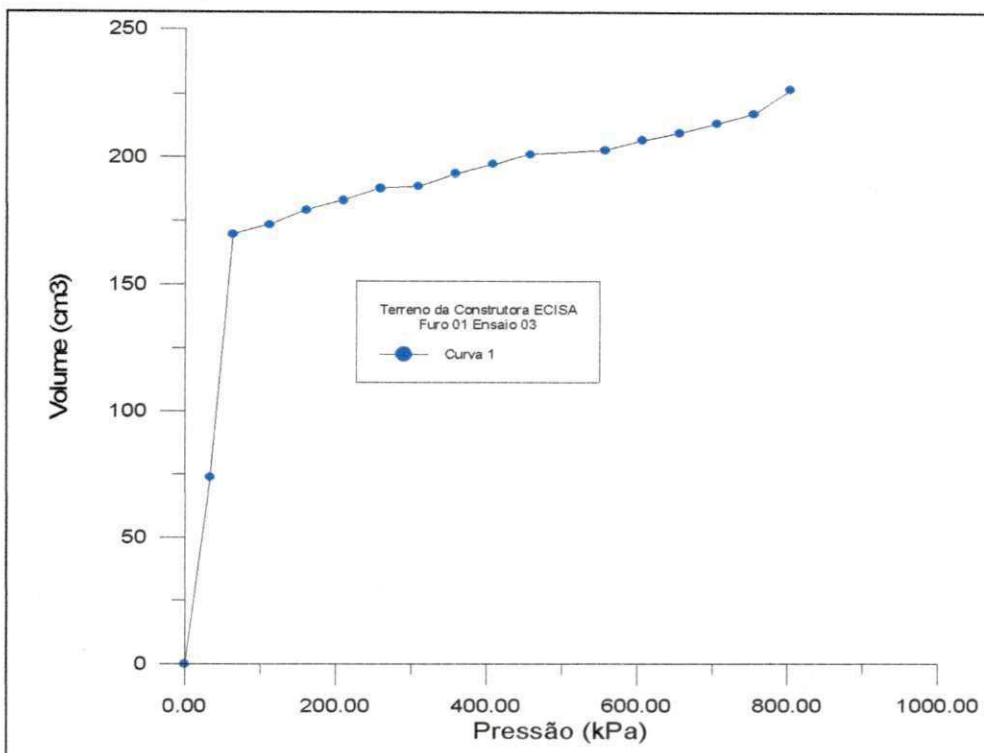


Figura A-45 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.

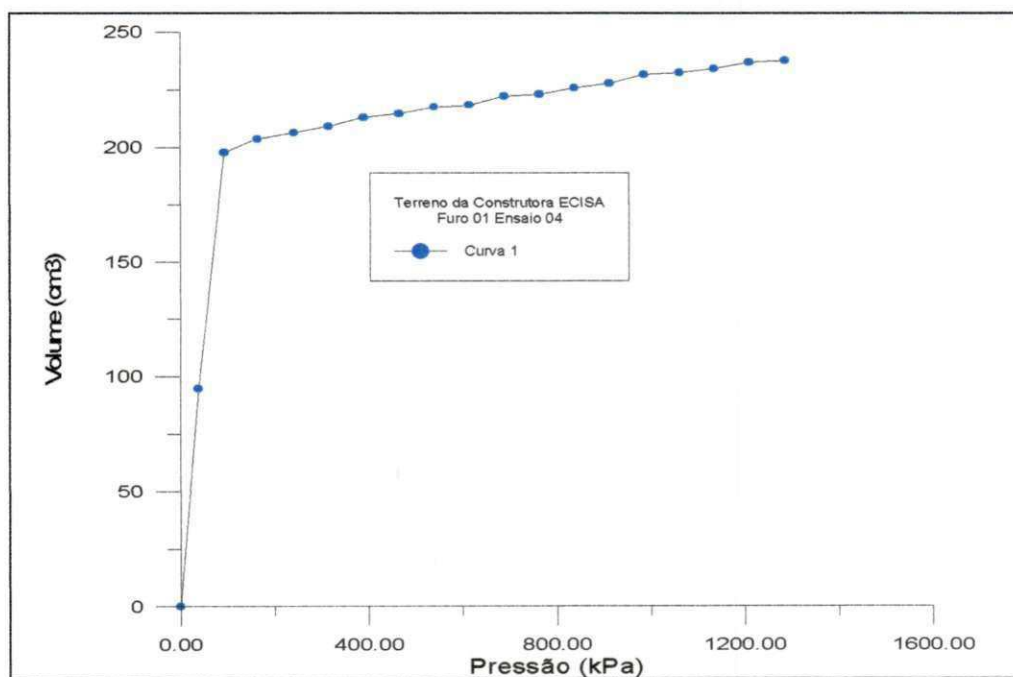


Figura A-46 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.

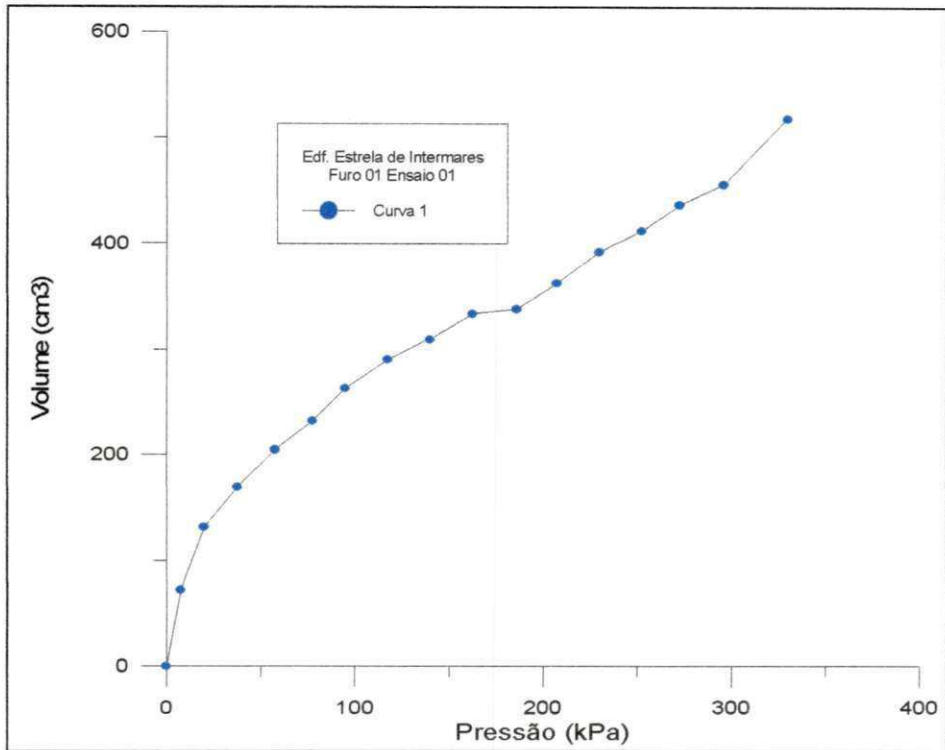


Figura A-47 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

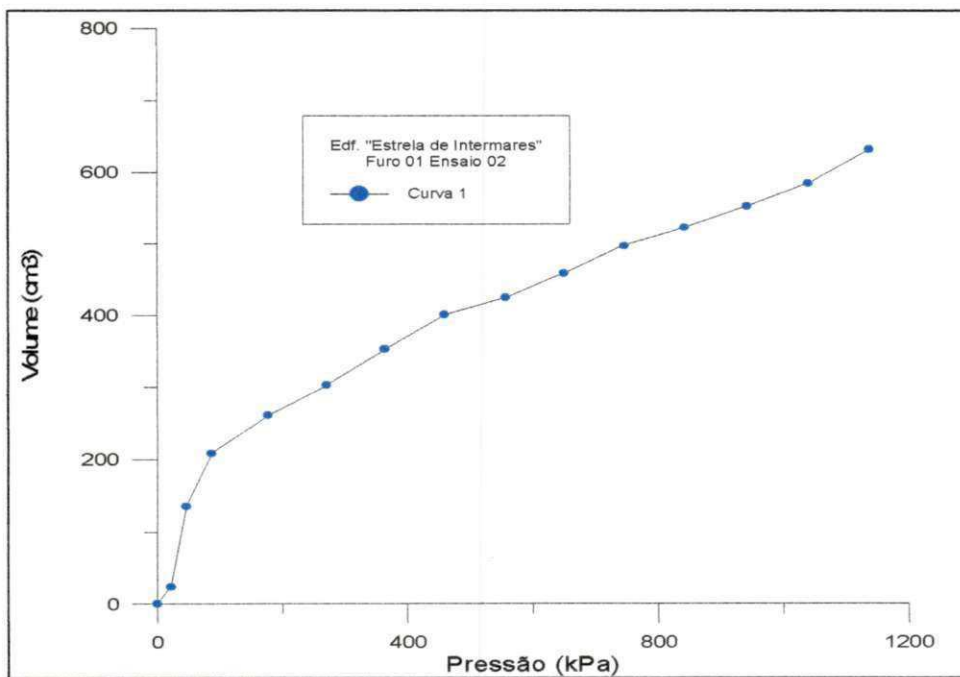


Figura A-48 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

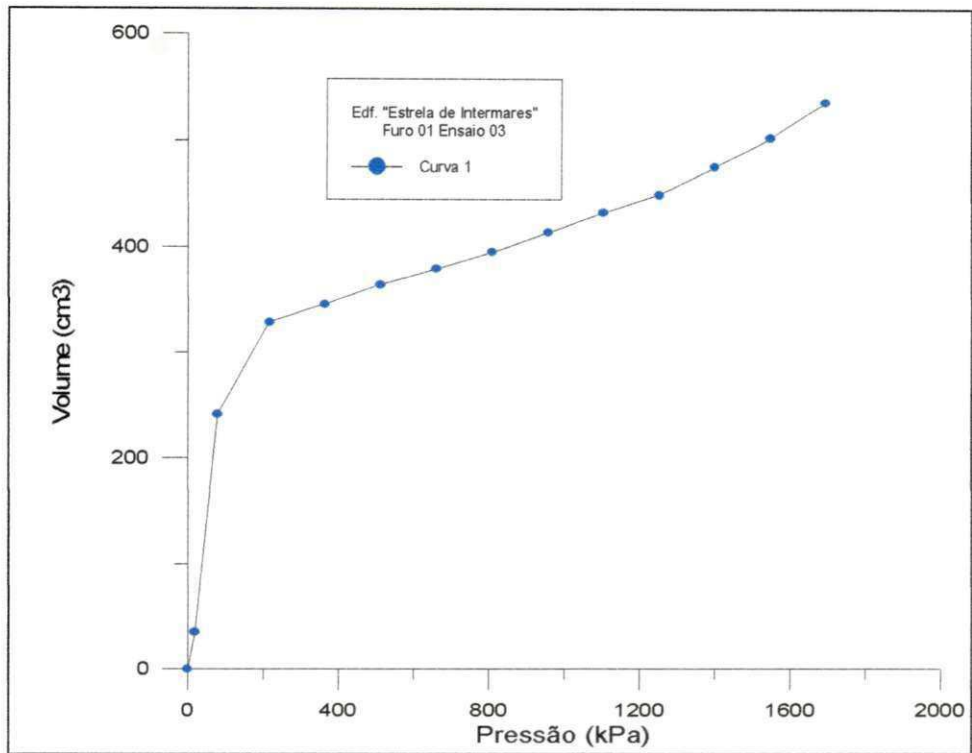


Figura A-49 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.

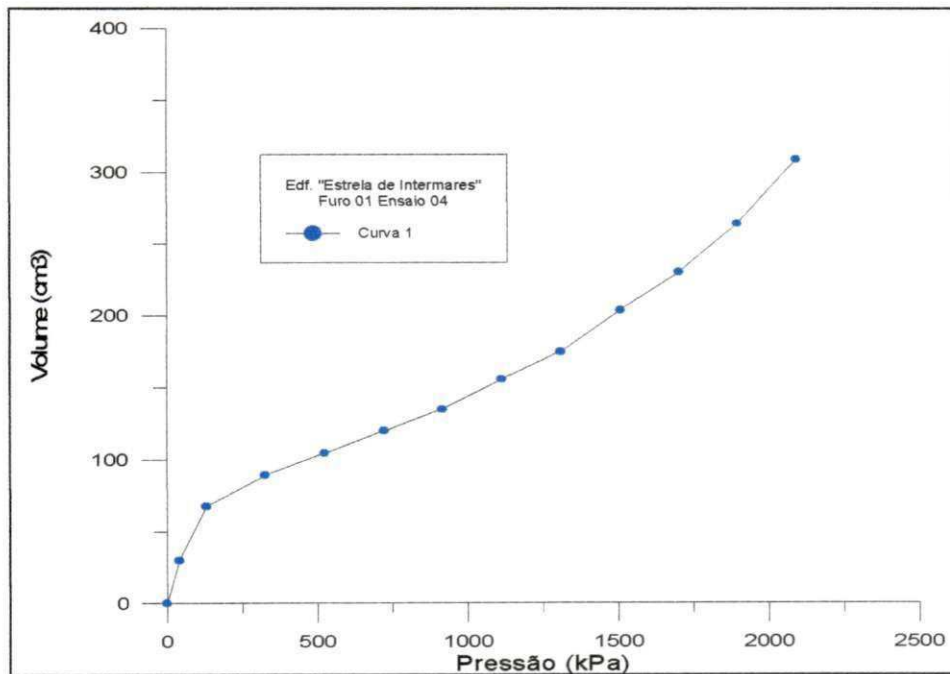


Figura A-50 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.

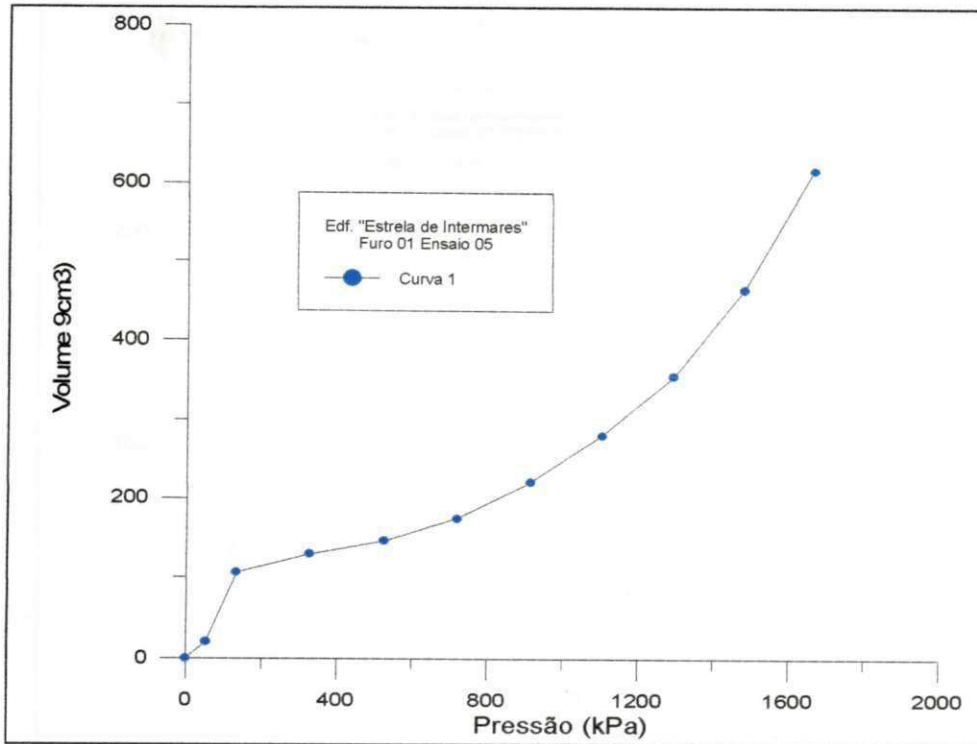


Figura A-51 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares".,
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.

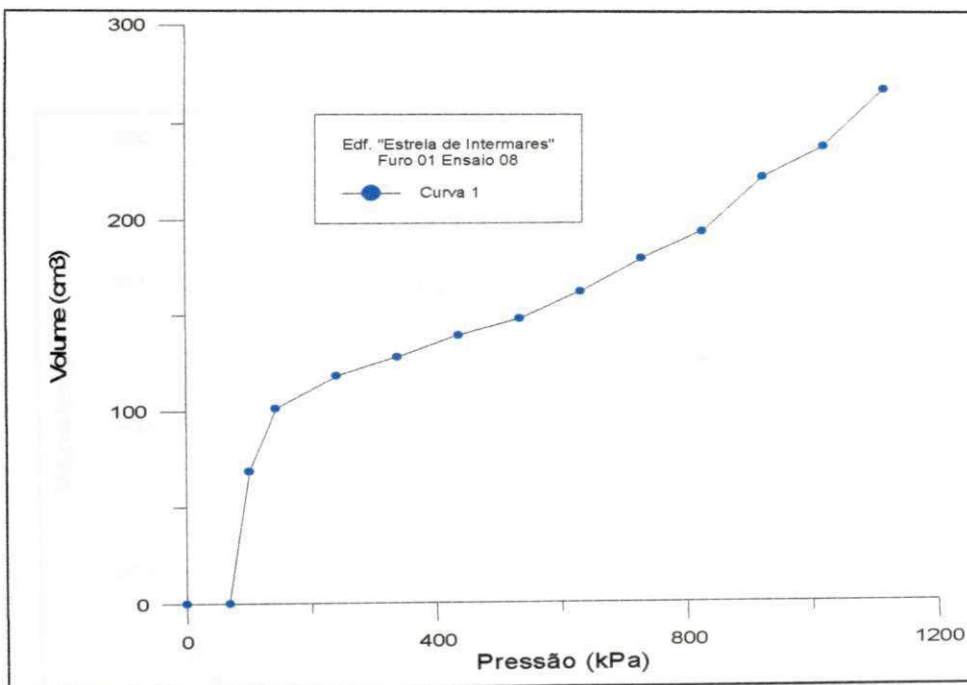


Figura A-52 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares".,
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.

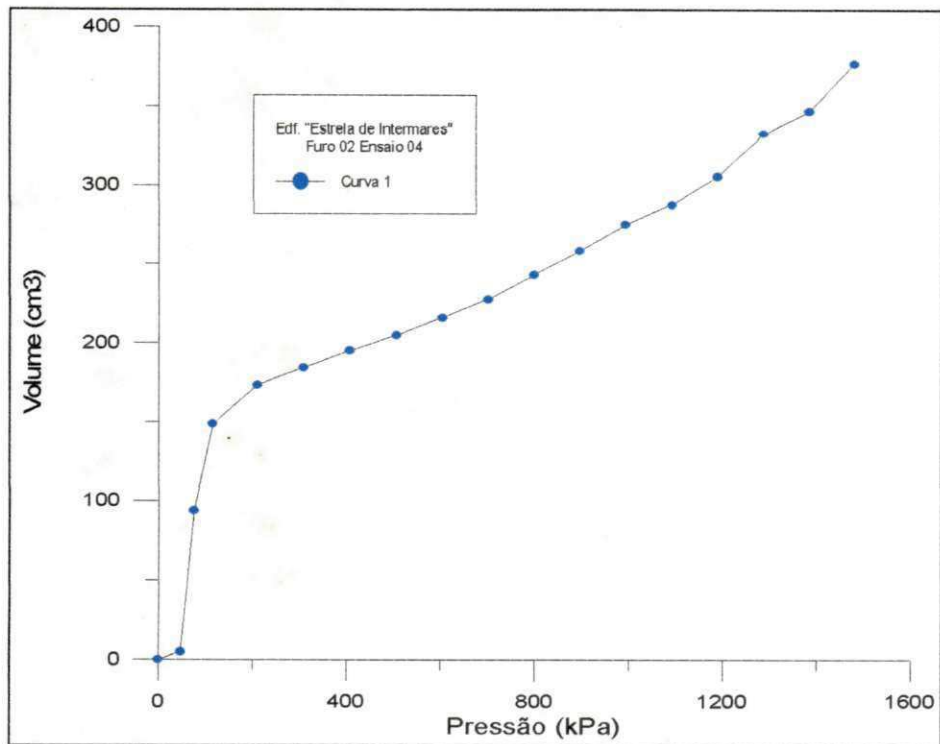


Figura A-57 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.

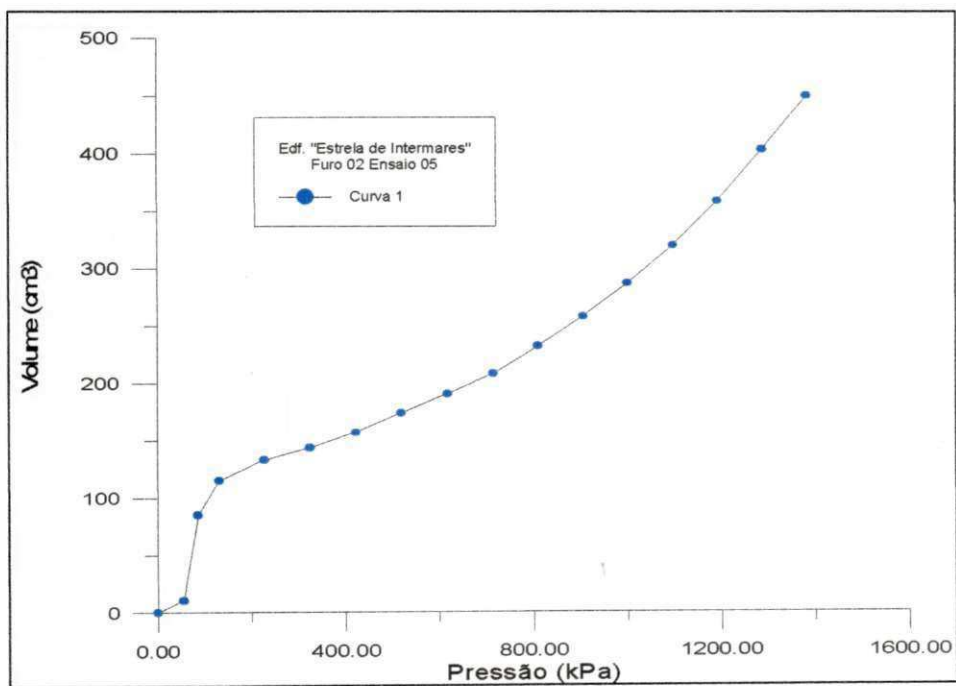


Figura A-58 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMA -
BILIDADE EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE J. PESSOA,
ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD.**

KLÉBER DA FONSECA FURTADO

CAMPINA GRANDE

SETEMBRO - 1998

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

0006 - 10 - 10 102

**AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE
EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, ATRAVÉS DO
PRESSIÔMETRO DE MENARD.**

KLÉBER DA FONSECA FURTADO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação
em Engenharia Civil - CCPGEC, como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Campina Grande

Setembro de 1998

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



F992a Furtado, Kléber da Fonseca.
Avaliação de parâmetros de resistência e deformabilidade em solos arenosos da cidade de João Pessoa, através do pressiómetro de Ménard / Kléber da Fonseca Furtado. - Campina Grande, 1998.
223 f.

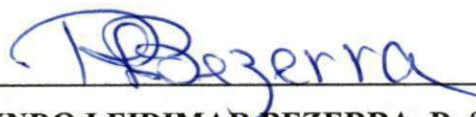
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1998.
"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Prof. Dr. Francisco Barbosa de Lucena".
Referências.

1. Solo - Resistência e Deformabilidade. 2. Pressiómetro Ménard. 3. Solos Arenosos - João Pessoa - PB. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Bezerra, Raimundo Leidimar. II. Lucena, Francisco Barbosa de. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título
CDU 624.13(813.3)(043)

**AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE
EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, ATRAVÉS DO
PRESSIÔMETRO DE MENARD.**

KLÉBER DA FONSECA FURTADO

BANCA EXAMINADORA:



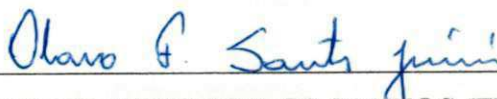
RAIMUNDO LEIDIMAR BEZERRA, D. Sc.

(Orientador)



FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA, M. Sc.

(Orientador)



OLAVO FRANCISCO DOS SANTOS JUNIOR, D. Sc.

(Examinador)



WILSON CONCIANI, D.Sc.

(Examinador)

Campina Grande

Setembro de 1998

Dedicatória:

Esta dissertação é dedicada à **DEUS** e aos meus pais, **Gilvan e Zuleide**, pelo imensurável esforço, incentivo, paciência e sobretudo amor; que me proporcionaram para que eu pudesse chegar ao final de mais esta difícil caminhada.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por ter me dado o dom da paciência e da persistência.

Aos meus pais e familiares, especialmente às tias Giselda e Glória e à Irene pelo irrestrito incentivo durante a elaboração deste trabalho.

Ao meu tio Genival Furtado “in memoriam” que, mesmo distante, continuou a me transmitir energias para que eu nunca desistisse dos meus objetivos.

Aos meus orientadores, Prof. Raimundo Leidimar Bezerra e Prof. Francisco Barbosa de Lucena pelo espírito de compreensão, paciência e pelas sugestões, comentários e críticas.

À todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia da UFPb, Campus II, pelas valiosas informações transmitidas durante a realização deste curso.

A todos os funcionários e técnicos dos laboratórios de Solos, pelo zelo e amizade que sempre me trataram e especialmente à José Constante e sua equipe pela dedicação e competência durante a realização dos ensaios de campo.

Aos amigos do curso de pós-graduação, que compartilharam comigo de momentos realmente “inesquecíveis”, e aos amigos Sérgio Celestino, Luiz Eduardo e Luciano Jordan pelo constante incentivo e amizade.

Ao amigo Erinaldo Hilário Cavalcante pela inestimável colaboração e presteza durante a realização dos ensaios de campo e o desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos professores e alunos da Escola Técnica Federal de Alagoas/Unidade de Ensino Descentralizada em Palmeira dos Índios, especialmente ao Prof. Manoel Pinto Moreira, pela compreensão e apoio durante as minhas ausências, fundamentais, para o término desta dissertação.

Ao CNPq e a ATECEL, pelo apoio financeiro.

Ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (CPGEC), por ter me dado a oportunidade de ingressar no curso de Pós-Graduação.

Enfim a todos que contribuíram de forma direta ou indireta, para que este trabalho pudesse ser realizado.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

1.0 - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	01
1.1 - Generalidades	01
1.2 - Objetivos	03
1.3 - Organização da dissertação	03

CAPÍTULO 2 -

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 - O Pressiômetro e o Ensaio Pressiométrico.	05
2.1.1 - Histórico	05
2.1.2 - Tipos de Pressiômetros	09
2.1.2.1 - Generalidades	09
2.1.2.2 - Pressiômetros de furo prévio	09
2.1.2.2.1 - Pressiômetros tipo Menard	10
2.1.2.2.1.1 - Pressiômetro Menard tipo E	10
2.1.2.2.1.2 - Pressiômetro Menard tipo GC	11
2.1.2.2.1.3 - Pressiômetro Menard tipo GB	13
2.1.2.2.2 - Pressiômetros de alta pressão	14
2.1.2.2.2.1 - Generalidades	14
2.1.2.2.2.2 - O oyometro	14
2.1.2.2.2.3 - O dilatômetro de alta pressão	15
2.1.2.2.3 - O pressiômetro de pavimentação	16
2.1.2.2.4 - O pressiômetro para solos não homogêneos	17
2.1.2.3 - O pressiômetro auto-perfurante	18
2.1.2.3.1 - O pressiômetro <i>auto-fureur</i>	19
2.1.2.3.2 - O Cankômetro	20
2.1.2.4 - O pressiômetro de penetração	21
2.1.2.4.1 - Generalidades	21

2.1.2.4.2 - O pressiômetro de deslocamento completo	21
2.1.2.4.3 - O pressiômetro de deslocamento parcial	23
2.1.3 - O Ensaio Pressiométrico	24
2.1.3.1- Fundamentação Teórica	24
2.1.3.1.1 - Introdução	24
2.1.3.1.2 - Tensões, deformações e equilíbrio	25
2.1.3.2 - A execução do ensaio pressiométrico	33
2.1.3.2.1 - Calibrações	33
2.1.3.2.2 - A preparação do furo	36
2.1.3.2.3 - Procedimentos de ensaios	42
2.1.3.2.4 - Apresentação dos Resultados Obtidos	45
2.1.3.3 - Parâmetros Obtidos do Ensaio Pressiométrico	46
2.1.3.3.1 - Módulo Pressiométrico (E_0)	46
2.1.3.3.2 - Pressão Limite (P_L)	51
2.1.3.3.3 - Pressão Limite Efetiva (PL')	54
2.1.3.3.4 - Pressão de Fluência ou de Creep (P_f)	55
2.1.3.3.5 - Pressão de Fluência Efetiva (P_f)	56
2.1.3.3.6 - Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})	56
2.1.3.3.7 - Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)	57
2.1.3.3.8 - Ângulo de Atrito interno efetivo (ϕ')	58
2.1.3.4 - Processos de Identificação do Tipo de Solo	59
2.2 - O Ensaio de Penetração Dinâmica.	61
2.2.1 - Generalidades	61
2.2.2 - Procedimentos de Execução e Interpretação do Ensaio SPT	61
2.2.3 - Eficiência do Ensaio SPT	62
2.2.4 - Fatores que Influenciam os Resultados do Ensaio SPT	62
2.2.5 - Correlações práticas	64

CAPÍTULO 3

3.0 - Desenvolvimento da Pesquisa	67
-----------------------------------	----

3.1 - Introdução	67
3.2 - Localização das Áreas de Pesquisa	67
3.3 - Aspectos Geológicos dos campos experimentais	75
3.4 - Ensaio “In situ” Realizados	77
3.4.1 - Ensaio de Penetração Dinâmica	77
3.4.1.1 - Equipamento Utilizado	77
3.4.1.2 - Execução dos Ensaio	77
3.4.1.3 - Interpretação dos Resultados	78
3.4.2 - Ensaio Pressiométricos	79
3.4.2.1 - Equipamentos Utilizados	79
3.4.2.2 - Preparação do Pressiômetro	81
3.4.2.3 - Execução dos Furos	85
3.4.2.4 - Execução dos Ensaio	86
3.4.2.5 - Interpretação dos Resultados	87
CAPÍTULO 4	
4.0 - Apresentação e Análise dos Resultados	89
4.1 - Generalidades	89
4.2 - Ensaio de Campo	89
4.2.1 - Generalidades	89
4.2.2 - Parâmetros obtidos do ensaio SPT	92
4.2.2.1 - Perfil de Sondagem e o Número de golpes do SPT	93
4.2.2.1.1 - Campo Experimental 1- Edf. “Príncipe de Missenas”.	93
4.2.2.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	96
4.2.2.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	99
4.2.2.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA.	103
4.2.2.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”	95

4.2.2.2 - Módulo de Deformação do SPT (E_{SPT})	106
4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	107
4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	108
4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	110
4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	112
4.2.3.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”	113
4.2.3 - Parâmetros Obtidos do Ensaio Pressiométrico.	114
4.2.3.1 - Módulo Pressiométrico Inicial (E_0)	115
4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	115
4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	118
4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	120
4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	122
4.2.3.1.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	123
4.2.3.2 - Módulo de Elasticidade Transversal (G)	126
4.2.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	126
4.2.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	127
4.2.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	129
4.2.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	130
4.2.3.2.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	131
4.2.3.3 - Pressão Limite do Solo (P_L)	132
4.2.3.3.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	133

4.2.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	135
4.2.3.3.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília"	137
4.2.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	139
ECISA	
4.2.3.3.5 - Campo Experimental 4 - Edifício "Estrela de Intermares"	140
4.2.3.4 - Pressão Limite Efetiva (P_L')	142
4.2.3.4.1 - Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas"	142
4.2.3.4.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	143
4.2.3.4.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília"	145
4.2.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	147
ECISA	
4.2.3.4.5 - Campo Experimental 4 - Edifício "Estrela de Intermares"	148
4.2.3.5 - Tensão Horizontal Total no Repouso (σ_{ho})	150
4.2.3.5.1 - Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas"	150
4.2.3.5.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	152
4.2.3.5.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília"	153
4.2.3.5.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	155
ECISA	
4.2.3.5.5 - Campo Experimental 4 - Edifício "Estrela de Intermares"	156
4.2.3.6 - Pressão de Fluência (P_F)	157
4.2.3.6.1 - Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas"	158
4.2.3.6.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"	160
4.2.3.6.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"	161
4.2.3.6.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const.	162
ECISA	

4.2.3.6.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	163
4.2.3.7 - Avaliação e identificação do solo através da Relação do Módulo Pressiométrico/Pressão Limite (E_0/P_L) e do Módulo Pressiométrico/Pressão Limite Efetiva (E_0/P_L')	165
4.2.3.7.1 - Campo Experimental 1 - Edif. “Príncipe de Missenas”	165
4.2.3.7.2 - Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”	169
4.2.3.7.3 - Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”	174
4.2.3.7.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	179
4.2.3.7.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	181
4.3 - Correlações entre os Parâmetros Pressiométricos e os Parâmetros do Ensaio SPT	186
4.3.1 - Generalidades	89
4.3.2 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e o N_{SPT}	186
4.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edif. “Príncipe de Missenas”	186
4.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”	188
4.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”	189
4.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	190
4.3.2.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	191
4.3.3 - Correlações entre a Pressão Limite E_0 e o N_{SPT}	192
4.3.3.1 - Campo Experimental 1 - Edif. “Príncipe de Missenas”	192
4.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”	193
4.3.3.3 - Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”	194
4.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Const. ECISA	195

4.3.3.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	196
4.3.4 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e o E_{SPT}	198
4.3.4.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	198
4.3.4.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	199
4.3.4.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	200
4.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	202
4.3.4.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	203
4.3.5 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e a Pressão Limite P_L	204
4.3.5.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”	204
4.3.5.2 - Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”	205
4.3.5.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”	206
4.3.5.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Const. ECISA	207
4.3.5.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”	208
CAPÍTULO 5	210
5.0 - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas	210
5.1 - Conclusões	210
5.2 - Sugestões para Futuras Pesquisas	212
CAPÍTULO 6	212
6.0 - Referências Bibliográficas	214

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 02

- Figura 2.1 Esboço da sonda desenvolvida por Kogler (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.2 Esboço do primeiro pressiômetro de Menard (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.3 Croqui do pressiômetro Menard tipo E.
- Figura 2.4 Esquema Geral do pressiômetro Menard GC.
- Figura 2.5 Detalhe da sonda Menard GC.
- Figura 2.6 Detalhe da CPV do pressiômetro tipo Menard.
- Figura 2.7 Esquema Geral do pressiômetro Menard GB.
- Figura 2.8 Detalhes do Elastômetro 100 (Oyometro).
- Figura 2.9 Detalhes do dilatômetro de alta pressão (CLARKE, 1995).
- Figura 2.10 Esquema Geral do pressiômetro de pavimentação (Lucena e Bezerra, 1988).
- Figura 2.11 Sonda do pressiômetro de pavimentação ou de Briaud (CAVALCANTE, 1997).
- Figura 2.12 Descrição geral de um pressiômetro auto-perfurante (CLARKE, 1995).
- Figura 2.13 Detalhes do Pressiômetro "Auto-fureur".
- Figura 2.14 Detalhes do Cankômetro.
- Figura 2.15 Croqui de um pressiômetro de deslocamento completo (FDP).
- Figura 2.16 Detalhes do pressiômetro de deslocamento parcial STRESSPROBE.
- Figura 2.17 Expansão de uma cavidade cilíndrica (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.18 Deformação de um elemento inicialmente quadrado (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.19 Tensões em um elemento deformado (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.18 Deformação de um elemento inicialmente quadrado (BAGUELIN et alii, 1978).
- Figura 2.20 Transformação da zona elástica em zona plástica (BRIAUD, 1992).

- Figura 2.21 Curva de calibração para verificação da perda de pressão devido a rigidez da membrana.
- Figura 2.22 Curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema.
- Figura 2.23 Gráfico de uma curva pressiométrica com furo bem executado - situação ideal.
- Figura 2.24 Gráfico de curvas pressiométricas executadas em um furo com diâmetro muito grande.
- Figura 2.25 Gráfico de uma curva pressiométrica com furo apertado ou com presença de solo expansivo.
- Figura 2.26 Gráfico de uma curva pressiométrica com furo excessivamente perturbado.
- Figura 2.27 Gráfico de uma curva pressiométrica com presença de material heterogêneo.
- Figura 2.28 Folha de anotações do ensaio pressiométrico Menard (NF P 94-110);
- Figura 2.29 Curva pressiométrica corrigida.
- Figura 2.30 Curva de Fluência ou de Creep.
- Figura 2.31 Método gráfico para determinação de σ_{ho} (BRANDT, 1978).

CAPÍTULO 03

- Figura 3.1 Planta de Situação do Campo Experimental CE-1 - Edf. Príncipe de Missenas.
- Figura 3.2 Planta de Locação dos Furos dos Ensaio SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-1 - Edf. Príncipe de Missenas.
- Figura 3.3 Planta de Situação do Campo Experimental CE-2 - Edf. Shambala.
- Figura 3.4 Planta de Locação dos Furos dos Ensaio SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-2 - Edf. Shambala.
- Figura 3.5 Planta de Situação do Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emília.
- Figura 3.6 Planta de Locação dos Furos dos Ensaio SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emília.
- Figura 3.7 Planta de Situação do Campo Experimental CE-4 - Terreno da

Construtora ECISA.

- Figura 3.8 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 3.9 Planta de Situação do Campo Experimental CE-5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 3.10 Planta de Locação dos Furos dos Ensaios SPT e Pressiométricos do Campo Experimental CE-5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 3.11 Equipamento de Sondagem a Percussão (ALCÂNTARA, 1992);
- Figura 3.12 Descrição detalhada do Pressiômetro Menard GC.
- Figura 3.13 Detalhe da Unidade de Controle de Pressão e de Volume (CPV).
- Figura 3.14 Descrição da Sonda Pressiométrica Utilizada Durante a realização dos Ensaios.
- Figura 3.15 Curva de Calibração para Verificação da Resistência da Membrana.
- Figura 3.16 Curva de Calibração para Verificação da Perda de Pressão.
- Figura 3.17 Curva de Calibração para Verificação da Compressibilidade do Sistema.
- Figura 3.18 Perfuração por Simples Lavagem com trépano e uso de lama Bentonítica.
- Figura 3.19 Perfuração simples com uso de trado manual.

Capítulo 04

- Figura 4.1 Exemplo de uma curva pressiométrica típica da campanha de ensaios realizados.
- Figura 4.2 Curva pressiométrica de um ensaio realizado em um furo excessivamente perturbado.
- Figura 4.3 Limites do aterro de construção do edifício “Príncipe de Missenas.
- Figura 4.4 Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

- Figura 4.5 Perfil de sondagem do furo ESPT3 e os valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.6 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.7 Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.8 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.
- Figura 4.9 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.
- Figura 4.10 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e os valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.11 Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.12 Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT , N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.13 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.14 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.

- Figura 4.15 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.
- Figura 4.16 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.17 Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.18 Valores do módulo pressiométrico inicial, E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”;
- Figura 4.19 Valores do módulo pressiométrico Inicial (E_0) versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.20 Valores do módulo pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. Ana Emília.
- Figura 4.21 Valores do Módulo Pressiométrico E_0 versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.22 Valores do Módulo Pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 4.23 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.24 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”.
- Figura 4.25 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”.
- Figura 4.26 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.27 Valores do módulo de elasticidade transversal G , versus a profundidade, no campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.

- Figura 4.28 Valores da pressão limite , P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.29 Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício Shambala.
- Figura 4.30 Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emilia”.
- Figura 4.31 Valores da Pressão Limite versus a profundidade , no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.32 Valores da Pressão Limite P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.
- Figura 4.33 Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.34 Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”.
- Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emilia”.
- Figura 4.35
- Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.36
- Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.37
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.38
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. “Shambala”.
- Figura 4.39
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emilia”.
- Figura 4.40
- Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.41

- Figura 4.42 Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares".
- Figura 4.43 Curva típica de fluência no Campo Experimental 1- Edf. Príncipe de Missenas - Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura 4.44 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.
- Figura 4.45 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.46 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".
- Figura 4.47 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.48 Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".
- Figura 4.49 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.50 Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".
- Figura 4.51 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.52 Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".
- Figura 4.53 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".
- Figura 4.54 Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".

- Figura 4.55 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.56 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.
- Figura 4.57 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.58 Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.59 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 1- Edf. “Príncipe de Missenas.
- Figura 4.60 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edf. “Shambala”.
- Figura 4.61 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edf. “Ana Emilia”.
- Figura 4.62 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA
- Figura 4.63 Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.64 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.65 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.66 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício Edf. “Ana Emilia”.
- Figura 4.67 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Edifício Terreno da Construtora ECISA

- Figura 4.68 Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.69 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.70 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.71 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício Edf. “Ana Emília”.
- Figura 4.72 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 4 - Edifício Terreno da Construtora ECISA
- Figura 4.73 Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício Edf. “Estrela de Intermares”.
- Figura 4.74 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.
- Figura 4.75 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.
- Figura 4.76 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 3 - Edifício Edf. “Ana Emília”.
- Figura 4.77 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 4 - Edifício Terreno da Construtora ECISA
- Figura 4.78 Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 5 - Edifício Edf. “Estrela de Intermares”.

APÊNDICE

- Figura A-1 Curva pressiométrica corrigida - Edf. “Príncipe de Missenas”, Furo EPF1 - Profundidade 1,0 metro.

- Figura A-2 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF1 - Profundidade 2,0 metros.
- Figura A-3 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-4 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-5 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-6 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-7 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-8 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-9 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-10 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-11 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-12 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-13 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-14 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-15 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala", Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

- Figura A-16 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-17 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-18 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-19 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-20 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-21 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-22 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 8,60 metros.
- Figura A-23 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-24 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-25 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-26 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-27 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-28 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

- Figura A-29 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-30 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 8,60 metros.
- Figura A-31 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-32 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-33 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-34 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-35 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-36 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-37 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-38 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-39 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-40 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-41 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

- Figura A-42 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-43 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-44 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-45 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-46 Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Construtora ECISA,
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-47 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.
- Figura A-48 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-49 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-50 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-51 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-52 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-53 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF1 - Profundidade 7,60 metros.
- Figura A-54 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.

- Figura A-55 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.
- Figura A-56 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.
- Figura A-57 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.
- Figura A-58 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.
- Figura A-59 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.
- Figura A-60 Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.

LISTA DE TABELAS

- Tabela 2.1 Tabela para estimativa da pressão limite (BRIAUD, 1992).
- Tabela 2.2 Fatores reológicos de Menard.
- Tabela 2.3 Guia para estimativa da pressão limite.
- Tabela 2.4 Valores típicos de E_0/P_L para vários tipos de solos após MENARD (1975).
- Tabela 2.5 Valores típicos de E_0/P_L para vários tipos de solos após BRIAUD (1992).
- Tabela 2.6 Identificação do tipo de solo após CLARKE (1995).
- Tabela 2.7 Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao comprimento das hastes (SOARES, 1987).
- Tabela 2.8 Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao diâmetro do furo (SOARES, 1987).
- Tabela 2.9 Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração N_{SPT} , e a densidade das areias, $I_D(\%)$ (SKEMPTON, 1986).
- Tabela 2.10 Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração N_{SPT} , e o ângulo de atrito interno das areias (ϕ) (DECOURT, 1991).
- Tabela 2.11 Valores do E_{SPT} em função do N_{SPT} (DECOURT, 1991).
- Tabela 3.1 Resumo dos campos experimentais usados na pesquisa
- Tabela 4.1 Ensaios executados nos campos experimentais.

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ν .	Coefficiente de Poisson
ε .	Deformação específica circunferencial
α .	Fator reológico de Menard
γ_w .	Peso específico da água
σ_{ho} .	Tensão horizontal total no repouso do solo
Δp .	Aumento de pressão na sonda pressiométrica
$\Delta R/R_o$.	Deformações relativas na cavidade
ΔV .	Variação volumétrica na sonda pressiométrica
$\Delta V/V$.	Variação volumétrica específica
σ_{vo} .	Tensão vertical total do solo
σ_{vo}^* .	Tensão vertical horizontal efetiva do solo
a.	Coefficiente de compressibilidade
C_h .	Coefficiente de adensamento radial
E^+ .	Módulo pressiométrico no recarregamento da curva pressiométrica
E^- .	Módulo pressiométrico no descarregamento da curva pressiométrica
E_o .	Módulo de elasticidade pressiométrico na curva de carregamento
E_p .	Módulo de elasticidade pressiométrico
E_r .	Módulo de elasticidade pressiométrico na curva de descarga/recarga
G	Módulo de elasticidade transversal ou de cisalhamento
k	Coefficiente de Permeabilidade
K_o .	Coefficiente de empuxo no repouso
L_s .	Comprimento da sonda pressiométrica
P	Pressão aplicada à sonda
P_1 .	Pressão no início da fase pseudo-elástica
P_2 .	Pressão no final da fase pseudo-elástica
P_a .	Pressão atmosférica
P_c .	Pressão corrigida
P_f .	Pressão de creep ou fluência

P_f'	Pressão de creep ou fluência efetiva
P_L	Pressão limite
P_L'	Pressão limite efetiva
u_o	Porosidade ou pressão neutra
V	Volume expandido
V_0	Volume inicial da sonda ou incremento de volume no ensaio com o pressiómetro de BRIAUD
V_1	Volume no início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
V_2	Volume no final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
V_{30}	Volume lido aos 30 segundos
V_{60}	Volume lido aos 60 segundos
V_c	Volume corrigido
V_L	Volume correspondente a pressão limite
V_m	Volume médio da cavidade
V_s	Volume da célula central de medida da sonda pressiométrica
Z	Profundidade
SBPMT	Self-boring Pressurimeter Menard Testing
PIPMPT	Push-in Pressuremeter Menard Testing
PBPMT	Pré-boring Pressuremeter Menard Testing
P_{Lmin}	Pressão limite mínima
$P_{Lmáx}$	Pressão limite máxima
CPV	Unidade central de controle de pressão e de volume
r_0	raio inicial da cavidade
P_0	Pressão uniforme inicial aplicada nas paredes do furo
u	deslocamento radial
v	deslocamento circunferencial
w	deslocamento vertical
r	distância radial
ρ	incremento da distância radial
ε_r	deformação radial
ε_θ	deformação circunferencial

e_z	deformação vertical
σ_r	Tensão principal radial
σ_θ	Tensão principal circunferencial
σ_z	Tensão principal vertical
$\Delta\sigma_r$	incremento da tensão radial
$\Delta\sigma_\theta$	incremento da tensão circunferencial
$\Delta\sigma_z$	incremento da tensão vertical
ϕ	Ângulo de atrito do solo
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
E_{SPT}	Módulo de Deformação do Ensaio SPT

AVALIAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE EM SUBSOLOS ARENOSOS DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO DE MENARD.

RESUMO

O presente trabalho visa apresentar e discutir os resultados de um conjunto de ensaios pressiométricos (60 ensaios), executados em cinco terrenos, da cidade de João Pessoa - Paraíba, formados de subsolos arenosos.

Foram avaliados o comportamento dos parâmetros de resistência e de deformabilidade, sendo estes comparados com os do ensaio SPT.

Por fim, observou-se que para subsolos arenosos, os ensaios pressiométricos, com o uso do pressiômetro Menard, foram satisfatórios e apresentaram também um rápido tempo de resposta.

ABSTRACT

The present thesis intends to describe and discuss the results of a pressuremeter series of tests (60 tests) performed in five sand deposits in João Pessoa - Paraíba.

In this research were analyzed the behaviour of the resistance and deformability parameters obtained through pressuremeter tests, and afterwards these results were compared to those obtained through SPT tests.

Finally, it was observed that for sand subsoils, pressuremeter tests with the use of Menard pressuremeter were satisfactory and presented a short time response.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 - Generalidades

Os ensaios “in situ” nos últimos anos tomaram grande impulso no meio geotécnico internacional, em decorrência das vantagens que as técnicas de investigações “in situ” apresentam sobre os ensaios de laboratório, em algumas situações.

Apesar do desenvolvimento de novas técnicas e da evolução dos equipamentos, os ensaios de laboratório geralmente apresentam resultados que não conseguem traduzir, de maneira precisa, as reais condições do solo. Isto ocorre principalmente devido ao amolgamento do solo provocado durante a retirada da amostra e, em algumas situações, devido a impossibilidade de retirada de amostra indeformada do próprio local, caso específico dos solos arenosos.

Os ensaios “in situ”, obviamente, não são infalíveis e nem representam a solução para todos os problemas geotécnicos, podendo até, em alguns casos, serem excessivamente onerosos ou apresentarem dificuldades em sua interpretação. Contudo, uma vez que tais ensaios são realizados diretamente no solo e incorporam quase todas as suas características naturais (umidade, densidade e estrutura) além de envolverem uma quantidade de massa de solo bastante representativa; em princípio, espera-se que estes devam refletir melhor as reais condições do solo do que os ensaios de laboratório;

Outra dificuldade apresentada para a realização de ensaios “in situ” reside no fato de que muito dos equipamentos necessários para execução dos ensaios, são pesados, difíceis de serem transportados e instalados. O pressiômetro, entretanto, trata-se de um equipamento simples, de fácil locomoção e instalação, e possuidor de grande respaldo teórico, devido à forma de interpretação de seus resultados ser feita levando-se em consideração o comportamento elasto-plástico do solo.

O ensaio pressiométrico é um ensaio “in situ” que consiste na colocação de uma sonda cilíndrica em um furo bem executado no solo, para em seguida expandi-la, de modo a aplicar sobre as paredes do furo uma pressão horizontal uniforme. Este ensaio possibilita que seja observado o comportamento tensão x deformação do solo, com os seus resultados fundamentando-se na teoria da elasticidade, na teoria da plasticidade e na teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica infinita, sob a consideração de um estado plano de deformações, conferindo-lhe, assim, um grande respaldo teórico.

Os ensaios pressiométricos praticamente podem ser realizados em todos os tipos de solos, desde argilas moles até as rochas. Além disso possuem um vasto campo de aplicação que incluem: cálculo de capacidade de carga e recalques em fundações rasas e profundas, melhoramentos de solo e controle de compactação, pavimentos e em muitas outras obras de engenharia.

Nos países europeus, como França, Inglaterra, dentre outros, e, mais recentemente, Estados Unidos e Canadá, a utilização do ensaio pressiométrico vem sendo cada vez mais difundida. Na França, segundo BRIAUD (1992), já há o registro de mais de 300.000 obras construídas a partir dos resultados de ensaios pressiométricos.

Atualmente existem vários tipos de pressiômetros sendo comercializados, contudo, os mais difundidos mundialmente são os pressiômetros de furo prévio (PDP), como os pressiômetros tipo Menard e Briaud, e os auto-perfurantes (PAF).

No Brasil, os trabalhos com esse tipo de equipamento ainda são escassos. Há registros de trabalhos com pressiômetros na Pontifícia Universidade Católica (PUC/RJ), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), na Universidade de São Paulo (USP/SP), Universidade de Brasília (UNB) e, no Nordeste, apenas na Universidade Federal da Paraíba, Campus II, em Campina Grande/PB.

Levando-se em consideração esta escassez de trabalhos com o uso do pressiômetro e a relevância de seus resultados e aplicações dentro do meio geotécnico, faz-se necessário uma maior divulgação e uma melhor avaliação de seu comportamento e aplicabilidade aos solos brasileiros.

No presente trabalho, utilizou-se o pressiômetro tipo Menard para a realização de ensaios pressiométricos em cinco (05) campos experimentais, constituídos por solos arenosos, com o intuito de avaliar parâmetros geotécnicos, e comparar com os resultados obtidos a partir do ensaio SPT.

1.2 - Objetivos

O presente trabalho visa a avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência de subsolos arenosos, através do pressiômetro MENARD, situados em cinco locais nas cidades de João Pessoa/PB e Cabedelo/PB, e comparar com os resultados do ensaio SPT. Além disso, este trabalho visa contribuir para a difusão das técnicas pressiométricas, no que concerne a sua aplicabilidade e adequabilidade para os solos brasileiros, e a formação de um banco de dados a partir deste tipo de ensaio.

1.3 - Organização da Dissertação

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo o Capítulo 1, este de Introdução.

No Capítulo 2 são apresentados um breve histórico do pressiômetro, uma descrição completa dos diversos tipos de pressiômetro, especialmente o tipo MÉNARD, além dos procedimentos de execução do ensaio, incluindo a sua fundamentação teórica, a preparação do furo de sondagem, a instalação da sonda no solo, as calibrações, as etapas de operação e os critérios de interpretação dos dados obtidos.

No capítulo 3, são apresentados os dados relativos aos campos experimentais estudados, tais como situação, características gerais e localização dos furos dos ensaios pressiométricos e SPT. São apresentadas, também, uma descrição detalhada do pressiômetro utilizado, seus procedimentos de ensaio e de calibração, bem como os critérios de interpretação adotados para a obtenção dos parâmetros.

No capítulo 4 são feitas a apresentação e análise dos resultados obtidos para cada campo experimental. Os parâmetros obtidos com o ensaio pressiométrico são apresentados e analisados individualmente e têm seus valores comparados com os obtidos a partir do ensaio SPT.

No capítulo 5, são apresentadas as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

No capítulo 6 são listadas as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 - O Pressiômetro e o Ensaio Pressiométrico.

2.1.1 - Histórico

A primeira evidência documentada da construção de um pressiômetro é atribuída ao engenheiro alemão Kogler que, em 1933, escreveu sobre um aparelho que ele havia inventado por volta de 1930, para medir as propriedades de deformação do solo. Este equipamento era constituído de uma sonda metálica, de forma cilíndrica, com comprimento de 1,25 m e diâmetro de 0,10m; sendo esta presa por discos metálicos em suas extremidades e coberta por uma membrana de borracha (Figura 2.1).

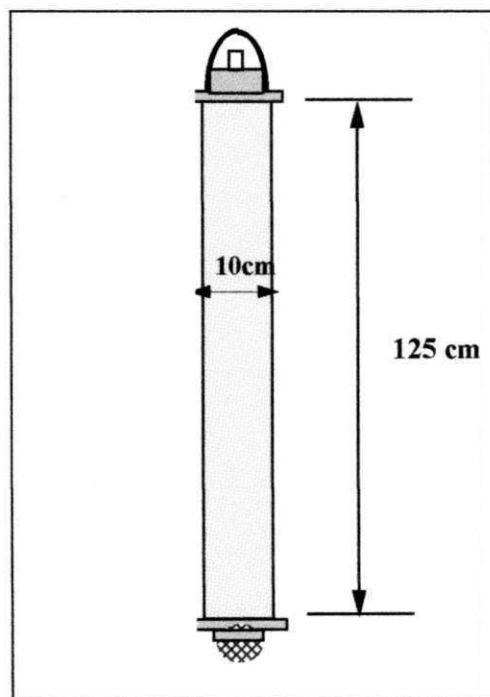


Figura 2.1 - Esboço da sonda desenvolvida por Kogler (BAGUELIN et alii, 1978).

O princípio de funcionamento do equipamento consistia na expansão da sonda através da injeção de gás sob pressão. Kogler, contudo, não conseguiu medir com

precisão a variação de volume da sonda através dos estágios de pressão aplicados e, além disso, as hipóteses feitas para interpretação da distribuição de pressões causadas no solo eram bastante simplificadoras e não satisfaziam às condições de equilíbrio. Tais fatores contribuíram consideravelmente para que Kogler não persistisse no aprimoramento do seu invento.

Em 1954, Fang na Universidade de Purdue e Ménard na Universidade de Illinois, independentemente, desenvolveram trabalhos com equipamentos similares ao de Kogler. Entretanto, em 1955, Ménard desenvolveu um equipamento que se diferenciava daquele desenvolvido por Kogler em um importante aspecto: a sonda era composta por três câmaras independentes uma da outra, que eram infladas sob uma mesma pressão; além disso, vinham recoberta por uma membrana de borracha e uma haste de aço fixada por dois discos metálicos (Figura 2.2). As câmaras das extremidades protegiam a câmara central dos efeitos de extremidade causados pelo comprimento finito da sonda e ficaram conhecidas como "células de guarda". Desta forma, a câmara central ficou limitada a expandir-se apenas na direção radial, como se a sonda tivesse um comprimento infinito, e as deformações aproximavam-se das condições de deformações planas, o que simplificou consideravelmente a interpretação dos testes pressométricos.

Se o solo for considerado como um material com comportamento elástico, a teoria de Lamé (1852) poderá ser utilizada para calcular o módulo de elasticidade, enquanto que, se o solo for considerado como sendo elástico perfeitamente plástico, a solução proposta por Bishop et alii (1945) para metais, poderá ser utilizada. Neste caso, a carga limite será relacionada com a resistência de escoamento do material. Ménard pesquisou esta última solução na prática da mecânica dos solos, usando o critério de ruptura de Mohr-Coulumb (BAGUELIN et alii, 1978).

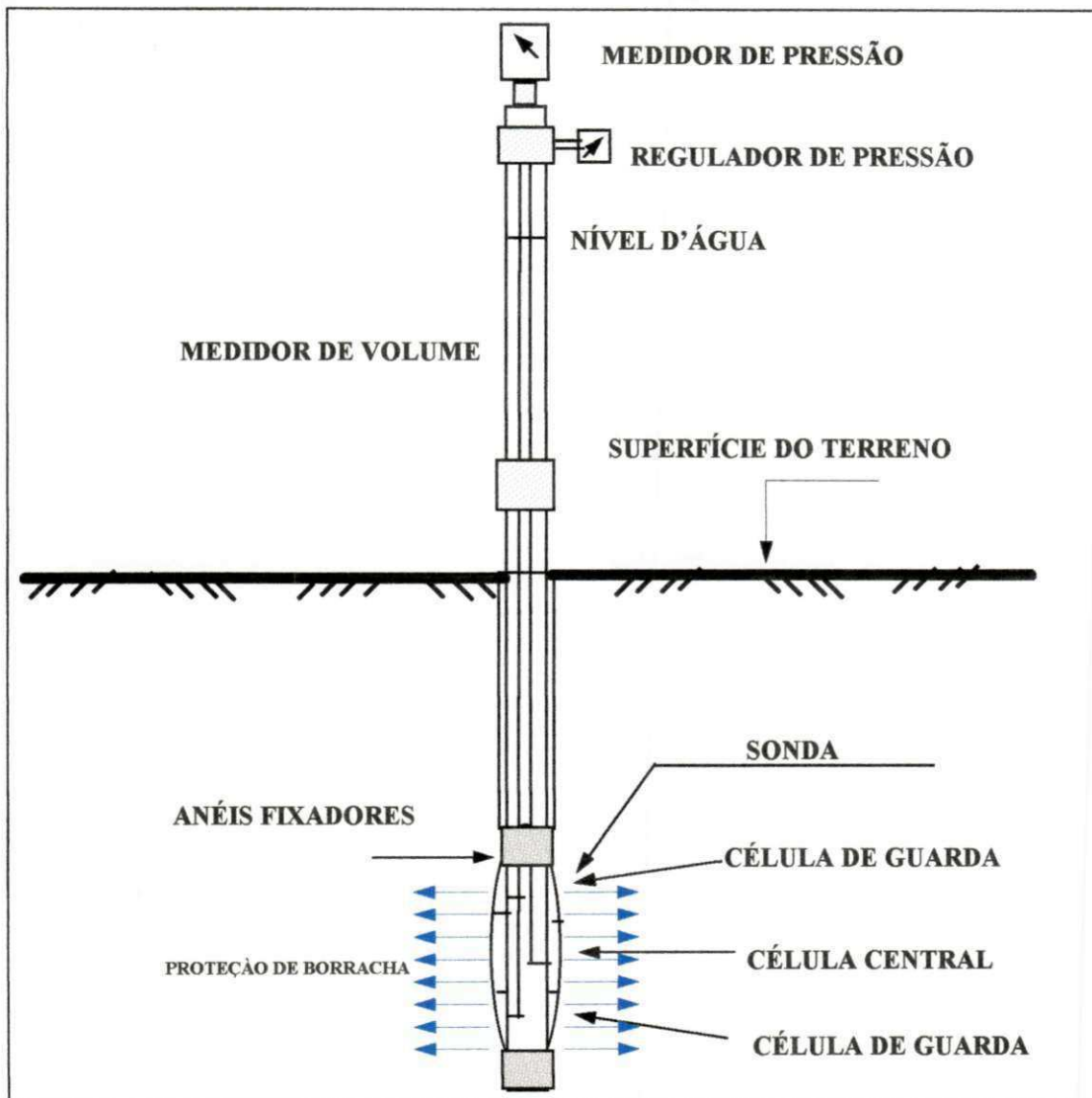


Figura 2.2 - Esboço do primeiro pressiômetro de Ménard (BAGUELIN et alii, 1978).

Os primeiros testes com o novo equipamento foram realizados por Ménard em 1955, com o objetivo de medir as propriedades de deformação do solo para projetos de fundações. Este foi o primeiro equipamento a ser chamado realmente de pressiômetro e neste mesmo ano ele foi patenteado por Ménard.

Em 1957, na França, Ménard fundou a sua própria companhia "Les Pressiometres Louis Ménard", responsável pela produção e comercialização dos pressiômetros Ménard; os quais, foram rapidamente postos em uso.

Fukuoka em 1959, no Japão, desenvolveu um pressiômetro de furo prévio para obtenção dos valores do módulo do solo lateral; no mesmo ano Ménard construiu um tubo estreito onde a sonda era protegida dentro de fendas revestidas quando fosse inserida dentro do solo. Em 1963, Ménard, através da experiência acumulada e dos estudos realizados, publicou as primeiras equações e cartas relacionando os resultados pressiométricos diretamente para o cálculo de fundações e de capacidade de carga.

Em 1965, na França, Jezequel desenvolveu o primeiro pressiômetro auto-perfurante no " *laboratoire des Points et Chaussées*". O pressiômetro de Jezequel, chamado de PAF, ainda é muito utilizado nos dias de hoje. Em 1966, no Japão, Suyama, Imai e Ohya, da Oyo Corporação, desenvolveram o pressiômetro de furo prévio Elastômetro 100.

Wroth and Hughes em 1971, na Inglaterra, desenvolveram um pressiômetro auto-perfurante na Universidade de Cambridge, chamado de Cankometro. Em 1978, Briaud e Shields no Canadá, desenvolveram um pequeno pressiômetro para projetos de pavimentos, agora conhecido como Pencil e comercializado atualmente pela Rocrest. Nesse mesmo ano, o Instituto de Petróleo Francês (IFP), desenvolveu um pressiômetro para investigações do tipo "off shore", chamado de PAM. Ainda em 1978, O instituto russo de fundações e bases do subsolo (NIIOSP), desenvolveu um pressiômetro automático chamado de PA 108.

Em 1982, Briaud et alli na A&M University no Texas, desenvolveram o Texam, um pressiômetro de furo prévio e auto-perfurante. Também, em 1982, o " *laboratoire des Points et Chaussées*" em conjunto com o "Técnicas Louis Ménard", desenvolveram

o LPCTLM, pressio-penetrômetro para penetrações off shore rasas; esta sonda tem a forma de um cone pressiométrico e é inserida por vibrações.

Por fim, em paralelo com os equipamentos desenvolvidos, grandes progressos têm sido feitos na interpretação e uso dos dados pressiométricos na França, Inglaterra, Japão, Canadá e mais recentemente na Itália, Noruega e nos Estados Unidos.

2.1.2 - Tipos de Pressiômetros

2.1.2.1 - Generalidades

Os pressiômetros são equipamentos que apesar de terem a mesma fundamentação teórica e a mesma metodologia de interpretação dos resultados, são diferenciados em função da forma de inserção da sonda no solo.

Segundo AMAR (1991), os pressiômetros podem ser classificados em três categorias distintas: pressiômetros de furo prévio (PDP), pressiômetros auto-perfurantes (SBP) e os pressiômetros de cravação (PIP).

2.1.2.2 - Pressiômetros de Furo Prévio (PDP)

Os pressiômetros de furo prévio são assim chamados em decorrência dos ensaios utilizando-se estes equipamentos, serem realizados de tal forma que a sonda é colocada dentro de um furo previamente escavado.

Os pressiômetros de furo prévio são utilizados em todos os tipos de solos, podendo também ser utilizados em rochas brandas. Estes pressiômetros são os mais empregados nas investigações do solo. Segundo CLARKE (1995), existem basicamente três grupos de pressiômetros de furo prévio (PDP): Os pressiômetros tipo Ménard ou similares, os pressiômetros de pavimentação e os pressiômetros de alta pressão e, além destes, destacam-se os pressiômetros para solos não homogêneos.

2.1.2.2.1 - Pressiômetros Tipo Ménard

Os pressiômetros Ménard foram desenvolvidos pelo “*Centre d’Etudes Ménard*” a partir de 1995. Estes equipamentos permitem a obtenção de vários parâmetros geotécnicos e são aplicados em projetos de fundações.

Atualmente existem várias versões deste equipamento sendo produzidas, das quais, merecem destaques: O pressiômetro Ménard E, o Ménard GB e o Ménard GC.

Segundo Baguelin (1978), todas as versões produzidas apresentam as seguintes características :

- I) As sondas possuem três células; uma célula central de medição e duas células de guarda;
- II) Qualquer deformação que ocorra na célula central de medição é resultante da deformação do solo;
- III) A água é o líquido incompressível utilizado para medir as deformações da célula central de medição, uma vez que seu uso é simples e conveniente;
- IV) Utiliza-se como fonte de pressão para a pressurização da água, balões de gás comprimido;
- V) Os diâmetros das sondas são baseados na padronização estabelecida pela DCDMA (Diamond Core Drill Manufactures Associaton).

2.1.2.2.1.1 - O Pressiômetro Ménard Tipo E

O pressiômetro Ménard tipo E é fabricado desde 1957, é indiscutivelmente a versão mais antiga dos pressiômetros em utilização. Esta série há muito tempo não é fabricada, contudo os equipamentos remanescentes ainda continuam sendo utilizados.

Este equipamento permite aplicações de pressão até 2500 kPa e possui volumímetro com capacidade de 750 cm³. A célula central da sonda utilizada é abastecida com água enquanto que as células de guarda são abastecidas com gás (Figura 2.3).

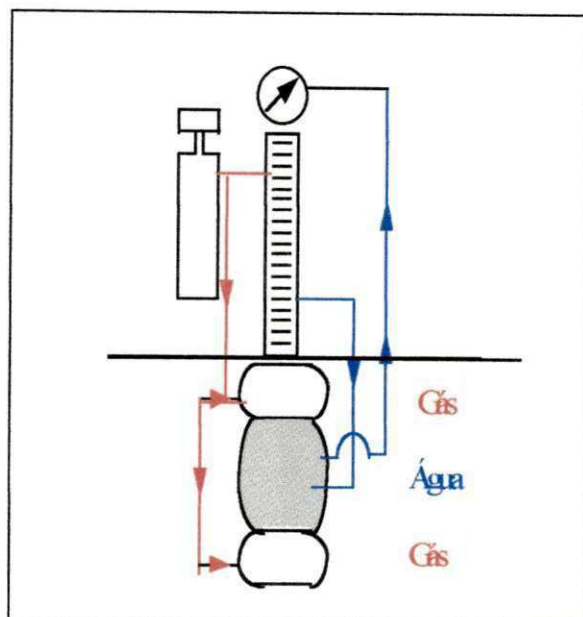


Figura 2.3 - Croqui do pressiômetro Ménard tipo E.

2.1.2.2.1.2 - O Pressiômetro Ménard Tipo GC

O pressiômetro Ménard GC é o sucessor do pressiômetro Ménard GY e atualmente é o pressiômetro mais utilizado no mundo, podendo ser aplicado em praticamente todos os tipos de solos. Este equipamento tem uma capacidade para alcançar pressões até 5000 kPa e é composto basicamente por uma fonte de pressão, uma unidade de controle de pressão e volume, um sistema de tubulações coaxiais e uma sonda pressiométrica, conforme mostra a Figura 2.4.

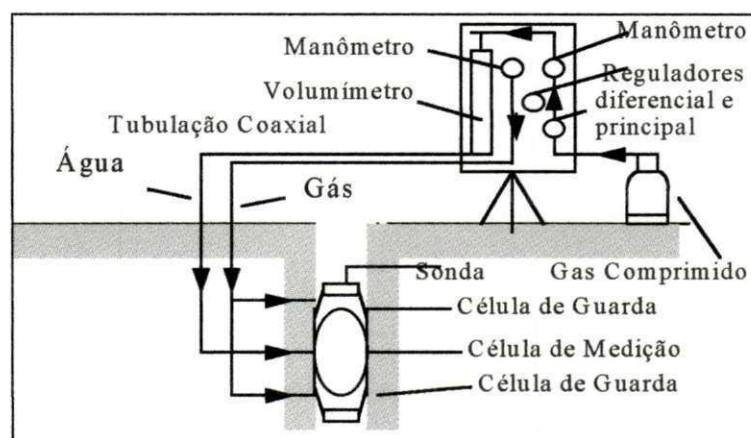


Figura 2.4 - Esquema Geral do Pressiômetro Ménard GC.

A sonda pressiométrica da série Ménard GC possui diâmetro variando de 60 à 74 mm, dependendo do fabricante. Esta sonda, conforme se observa na Figura 2.5, é constituída de uma célula central de medição delimitada por uma membrana e envolta por uma cobertura (bainha de borracha) ao longo de seu comprimento; os espaços vazios nas extremidades, entre a membrana e a cobertura, formam as células de guarda. A célula central é inflada com água para permitir que qualquer deformação possa ser observada, enquanto que as células de guarda são infladas com gás. A pressão aplicada no gás deve ser a mesma da água, de modo que, a célula central se expanda tomando a forma de um cilindro circular reto (CLARKE, 1995).

A unidade de controle de pressão e de volume (CPV) é composta de um volumímetro com escala graduada, botões controladores e ajustadores, dois manômetros para a medição da pressão aplicada, um manômetro para a medição da pressão diferencial e outro para a medição da pressão do gás (Figura 2.6).

A tubulação coaxial do sistema é constituída de mangueiras semi-rígidas de poliamida.

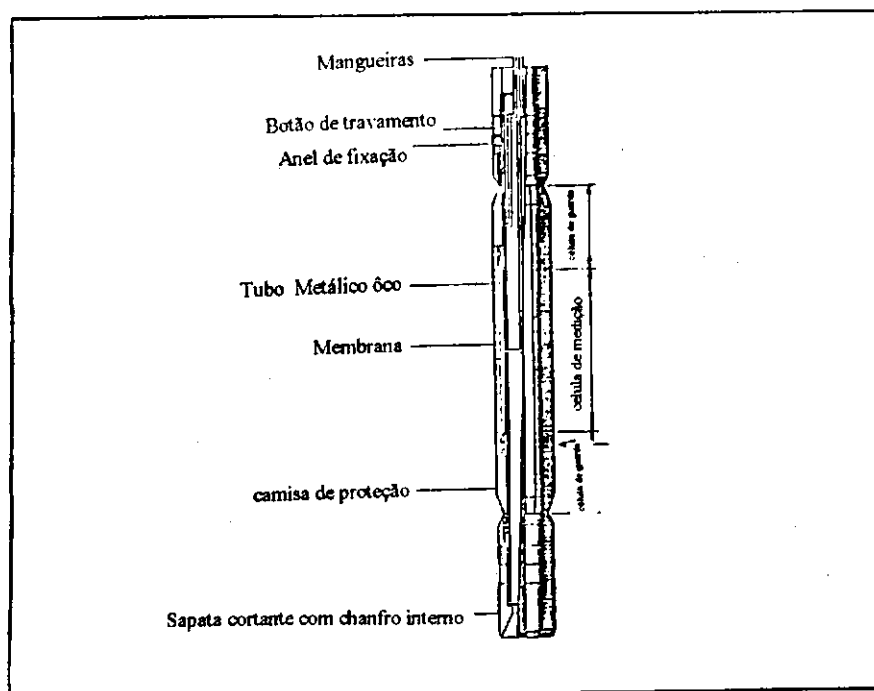


Figura 2.5 - Detalhe da Sonda Ménard GC.

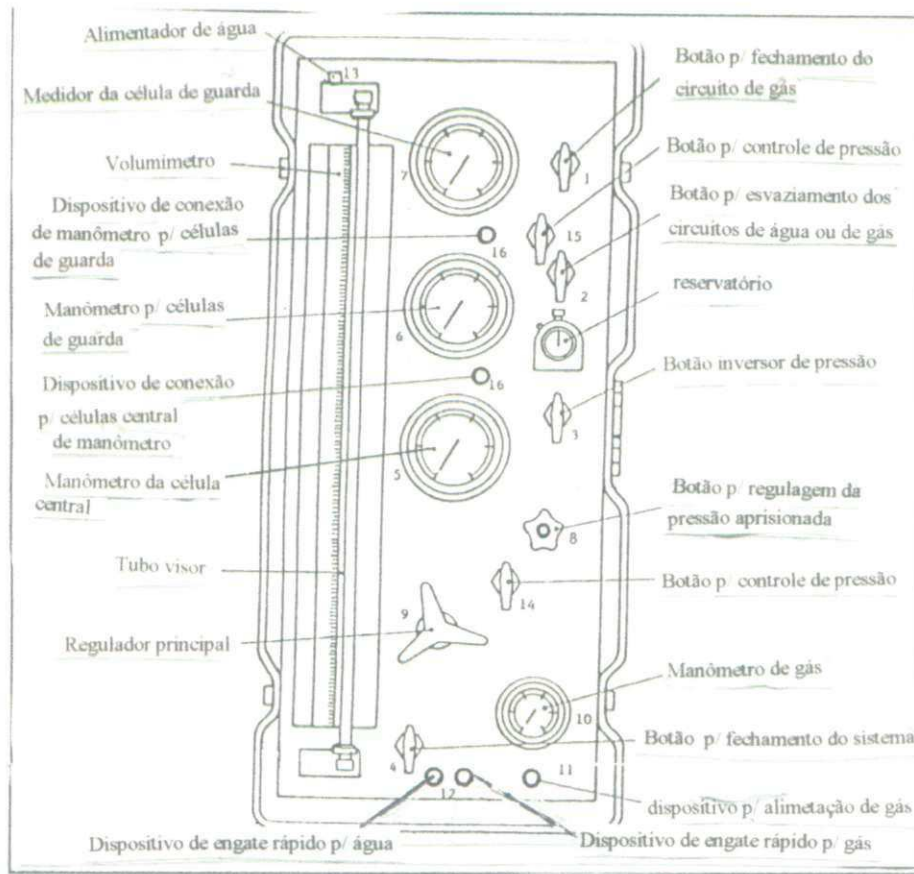


Figura 2.6 - Detalhe da CPV do pressiômetro Ménard.

2.1.2.2.1.3 - O Pressiômetro Ménard Tipo GB

O pressiômetro GB, conforme se observa na Figura 2.7, é destinado à aplicações em rochas brandas e pode alcançar pressões até 10.000 kPa.

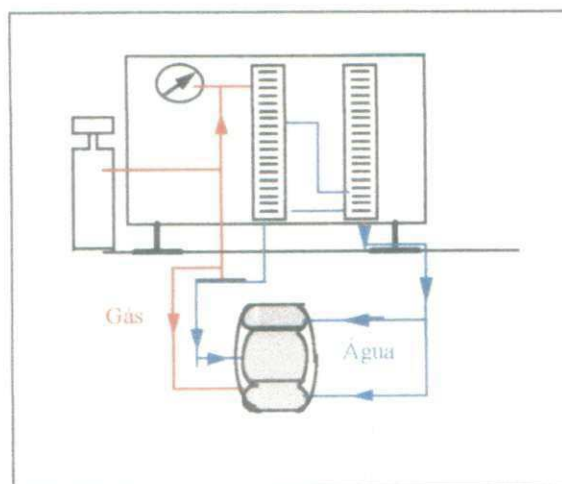


Figura 2.7 - Esquema Geral do pressiômetro Ménard GB.

A sua constituição é praticamente similar ao pressiômetro Ménard GC, contudo a sua sonda possui a célula central e as células de medição infladas com água e totalmente independentes uma da outra e, além disso, a sua CPV possui dois reservatórios de água; um para alimentar a célula central e o outro para alimentar as células de guarda (Figura 2.7).

2.1.2.2.2 - Pressiômetros de Alta Pressão

2.1.2.2.2.1 - Generalidades

São pressiômetros que possuem grande capacidade de aplicação de pressão, podendo chegar até a 20 MPa e são utilizados principalmente em argilas rijas e rochas brandas. Dentre os pressiômetros de alta pressão destacam-se o Oyometro e o dilatômetro de alta pressão.

2.1.2.2.2.2 - O Oyometro

A Oyo Corporation, no Japão, desenvolveu na década de 1960, dois pressiômetros de carga lateral, para aplicações em projetos de estacas carregadas horizontalmente (Figura 2.8) : O LLT-Elastômetro 100 e o LLT-Elastômetro 200, os quais têm bastante aplicações em rochas.

A sonda destes pressiômetros têm diâmetro de 62 ou 72 mm e apresentam uma relação comprimento/ diâmetro de 7,2 ou 8,4. Os elastômetros 100 e 200 também são projetados para realizar testes em rochas podendo operar com pressões de 10 MPa e 20 MPa, respectivamente. Estes equipamentos foram os primeiros pressiômetros comercializados com transdutores de deslocamento, os quais são utilizados para a obtenção de resultados precisos da expansão da cavidade, principalmente nos ensaios em rochas, já que neste caso os deslocamentos são muito pequenos.

2.1.2.2.3 - O Dilatômetro de Alta Pressão

O dilatômetro de alta pressão foi desenvolvido inicialmente por Hughes e Ervin em 1950 (Figura 2.9). Atualmente ele é produzido pela empresa Cambridge In Situ e é aplicado em rochas brandas e argilas rijas.

Este equipamento apresenta uma seção de expansão de 455 mm e 73 mm de diâmetro, com capacidade de aplicação de pressões até 20 MPa. A sua sonda pressiométrica é similar às demais, sendo composta de um tubo metálico oco, uma célula de pressão e uma cobertura de borracha. Esta sonda, entretanto, também é equipada por transdutores de pressão.

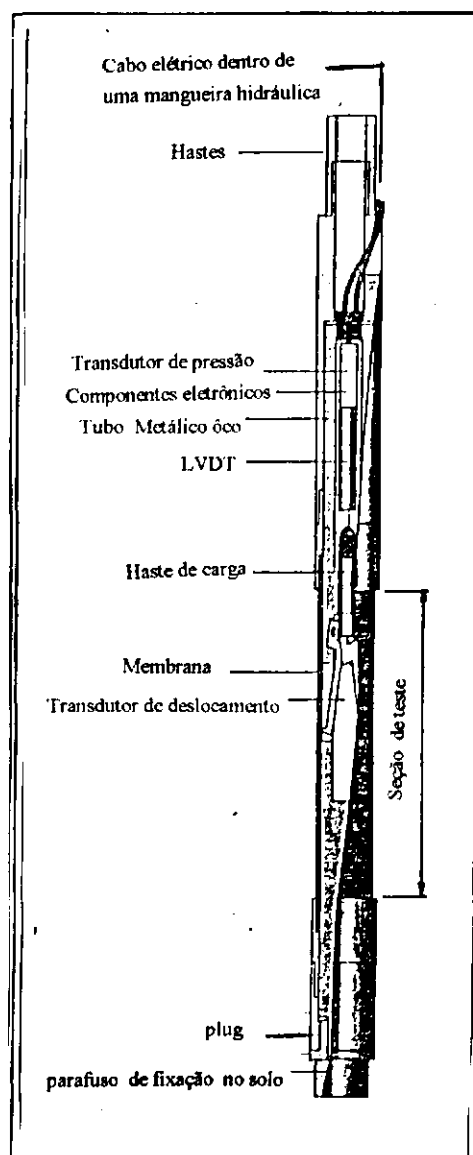


Figura 2.8 - Elastômetro 100 (Oyometro).

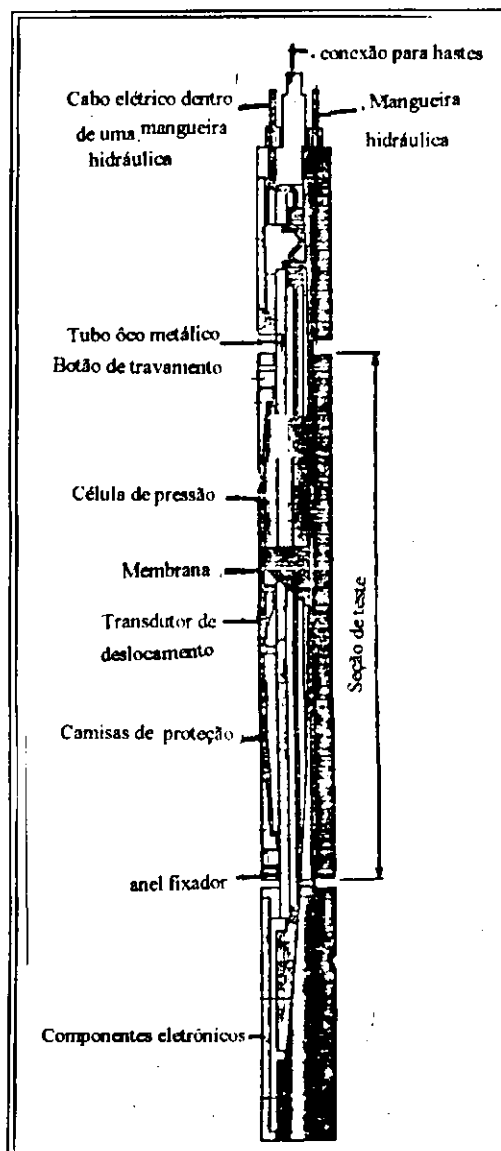


Figura 2.9 - Dilatômetro de alta pressão (CLARKE, 1995).

2.1.2.2.3 - O Pressiômetro de Pavimentação

O pressiômetro de pavimentação (Figura 2.10), também conhecido como pressiômetro Briaud ou mini-pressiômetro, foi desenvolvido pelo engenheiro francês Jean Louis Briaud em 1978, no Canadá.

Briaud e Shields (1979) descreveram um equipamento destinado à obtenção da rigidez de pavimentos, para a utilização em projetos de rodovias. Contudo, estes equipamentos, atualmente, também são utilizados em projetos de fundações superficiais. Trata-se de um equipamento simples, portátil, com sonda monocelular e com deslocamento de volume.

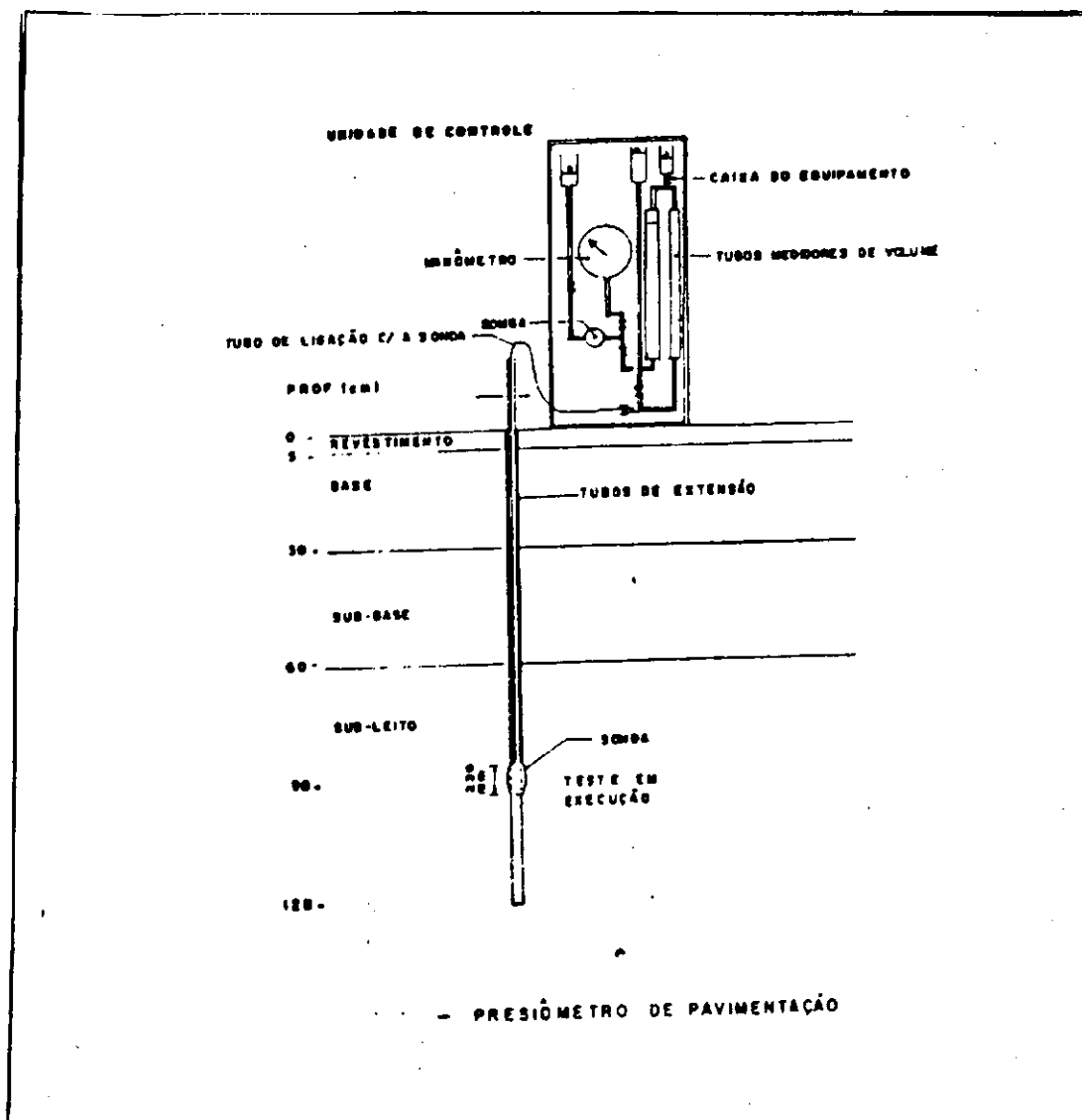


Figura 2.10 - Esquema geral do pressiômetro de pavimentação (LUCENA & BEZERRA, 1988).

A sonda pressiométrica possui diâmetro em torno de 75 mm e comprimento de 230 mm, conforme se observa na Figura 2.11; porém, podem ser encontradas sondas com 26 mm de diâmetro ou suficientemente longas com 500 mm, para que os efeitos de extremidades possam ser desprezados.

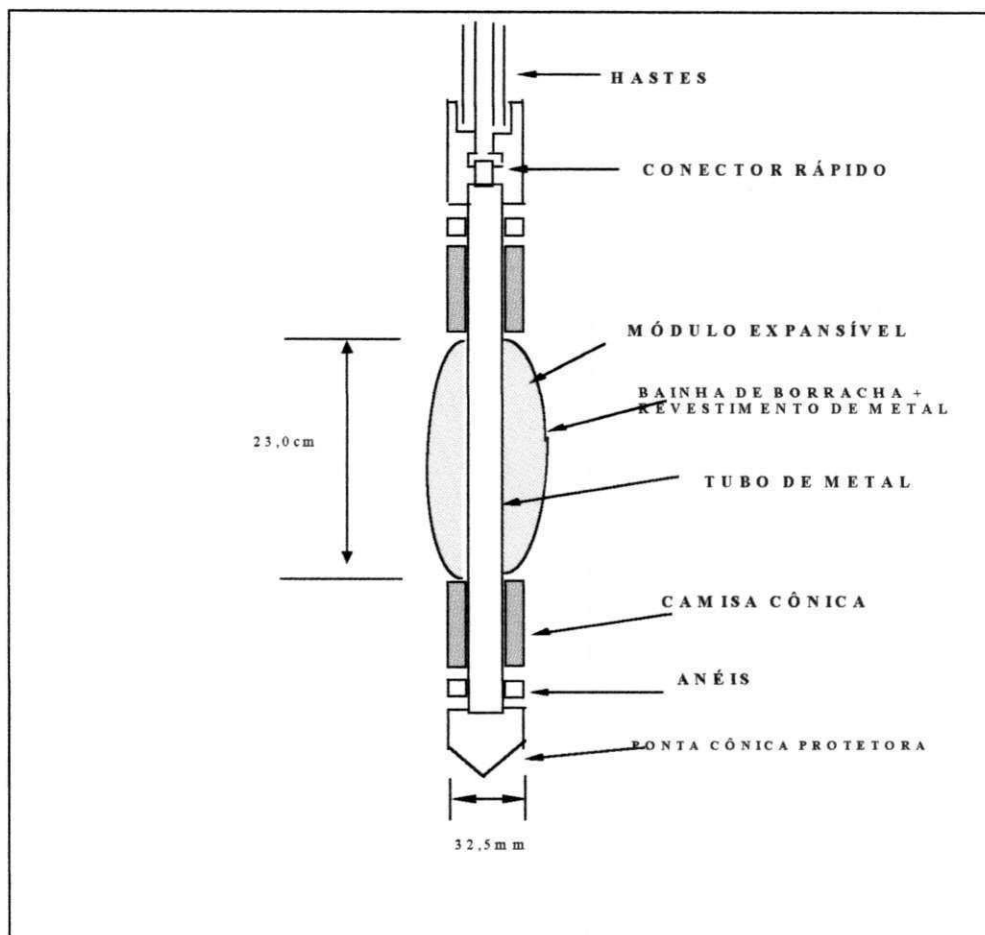


Figura 2.11 - Sonda do pressiômetro de pavimentação ou BRIAUD (CAVALCANTE, 1997).

2.1.2.2.4 - O Pressiômetro para Solos não Homogêneos

São pressiômetros utilizados principalmente em rochas. Trata-se de um equipamento similar aos demais pressiômetros de furo prévio, contudo, para que possam ter boa precisão sob aplicação de altas pressões e superarem as desuniformidades encontradas nas rochas, estes equipamentos utilizam sondas monocelulares munidas de membranas espessas com diâmetros variáveis e são dotadas de transdutores de deslocamento ao longo de toda a sonda

2.1.2.3 - O Pressiômetro Auto-Perfurante

Este equipamento, segundo CLARKE (1995), foi desenvolvido inicialmente por Jezequel na França em 1968, com a finalidade de suprir as deficiências dos pressiômetros de furo prévio, no tocante às perturbações causadas por este equipamento nos processos de escavação e instalação da sonda. Era preciso desenvolver um equipamento que eliminasse todos os fatores que pudessem alterar o solo, tais como: a ação cortante dos instrumentos perfuradores, o escoamento do furo, as perturbações causadas pela sonda durante a sua inserção, além das variações do teor de umidade, devido ao fluido utilizado no processo de lavagem ou devido à drenagem do furo (BAGUELIN, 1978).

O princípio do pressiômetro auto-perfurante constitui-se na utilização de um processo de inserção da sonda que cause o mínimo de perturbação nos arredores do furo, de modo que nem ocorra um alívio de tensões no solo e nem ocorra também uma tensão adicional de compressão na base da sonda.

A sonda do pressiômetro auto-perfurante, conforme é mostrado na Figura 2.12, é de uma maneira geral, constituída por um tubo central oco, para possibilitar a passagem do líquido, das hastes perfuratrizes e também para transmitir força vertical à sonda para que esta possa superar o atrito com o solo; uma membrana de borracha; um sistema de presilhas e uma camisa protetora similar aos demais pressiômetros. Além disso, ele é dotado de uma ponta cônica perfuradora, chanfrada internamente, na qual estão localizadas as brocas rotativas e perfuratrizes. As brocas são empurradas pelas hastes rotativas que por sua vez são acionadas por um motor, o qual poderá estar localizado na unidade perfuratriz, atrás da seção de teste ou, até mesmo na superfície do solo, dependendo do tipo da sonda (CLARKE, 1995).

Atualmente existem vários tipos de pressiômetros auto-perfurantes no mercado, entretanto os de maior relevância são o pressiômetro "*auto-foreur*" (PAF) desenvolvido na França (Figura 2.13) e o Cankômetro desenvolvido na Universidade de Cambridge no Reino Unido (Figura 2.14).

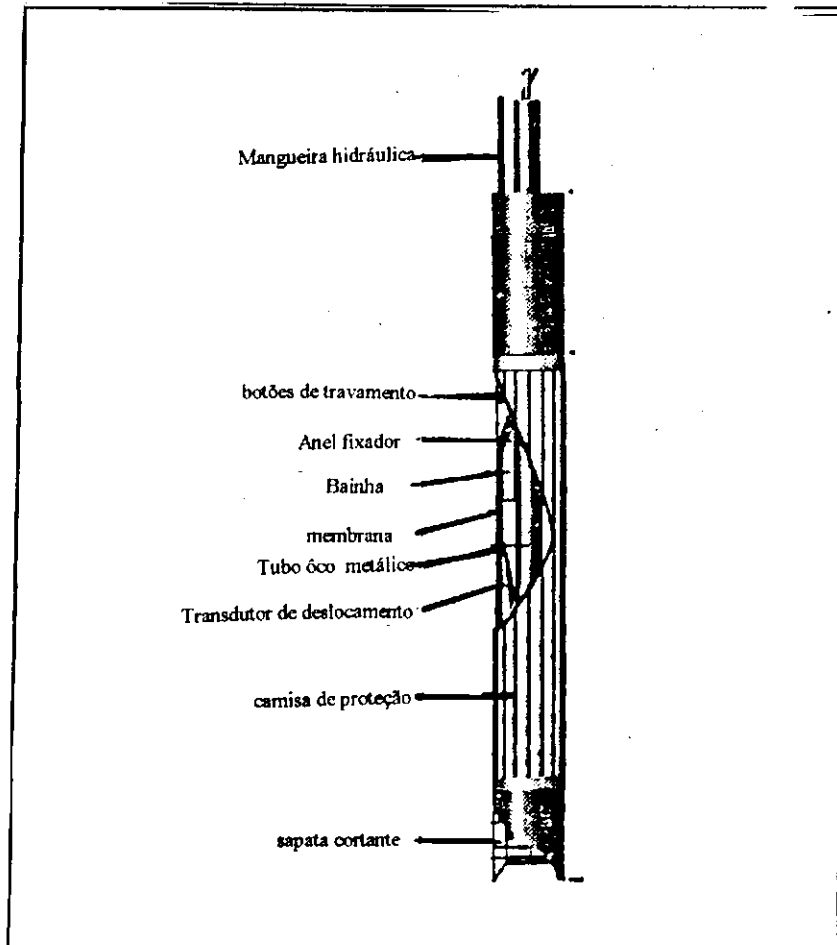


Figura 2.12 - Descrição geral de um pressiômetro auto-perfurante (CLARKE, 1995).

2.1.2.3.1 - O Pressiômetro Auto-Foreur (PAF)

O pressiômetro auto-foreur foi desenvolvido por Jezequel em 1968, no "laboratoire des Points et Chaussées" na França. Atualmente a sua versão comercializada é o PAF-76.

Neste equipamento a broca perfuratriz é acionada por um motor hidráulico localizado dentro da sonda. A sonda utilizada é unicelular e inflada com água, e têm capacidade de aplicação de pressão até 3 MPa. O seu diâmetro é aproximadamente 132 mm com módulo de medição de cerca de 2 metros de comprimento. A sua fonte de pressão é um macaco mecânico que movimenta um pistão que força a água para a sonda (Figura 2.13). O aumento de volume é medido por um mini-fluxômetro.

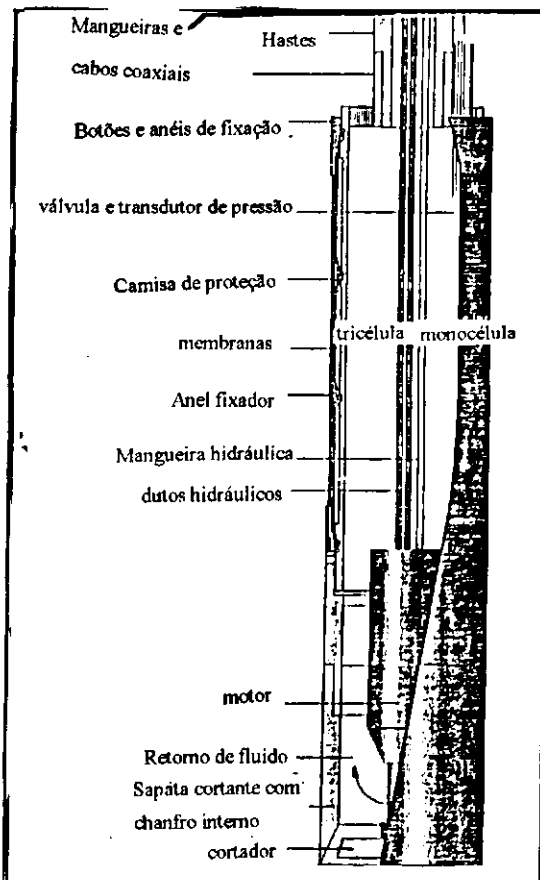


Figura 2.13 - Detalhe do Pressiômetro "auto-fureur".

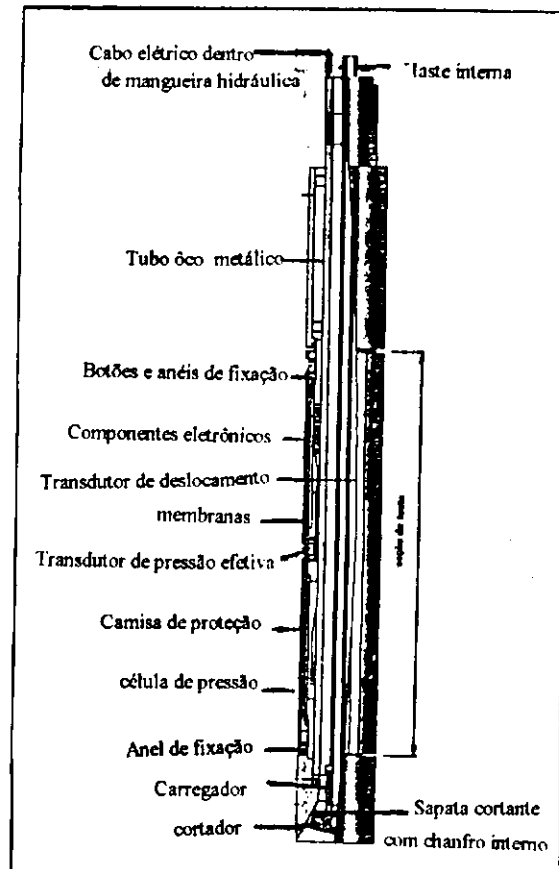


Figura 2.14 - Detalhe do Cankômetro.

2.1.2.3.2 - O Cankômetro

Cankômetro é o nome mais comum dado a este pressiômetro auto-perfurante desenvolvido na Universidade de Cambridge por volta de 1971. Este equipamento tem aproximadamente 84 mm de diâmetro, com cerca de 1 metro de comprimento. A sua seção de expansão é de 500 mm, com capacidade de pressão podendo chegar a 10 MPa.

A broca rotativa é acionada por um conjunto de hastes perfuratrizes, a sonda utilizada é unicelular e inflada com gás (Figura 2.14). O aumento radial da sonda é medido por três antenas elétricas localizadas no ponto médio da sonda e dispostas a 120°. A pressão é medida por transdutores de pressão e por manômetros, enquanto que a poro-pressão poderá ser medida por um transdutor de poro pressão instalado na borracha da sonda. Existe também uma versão do cankômetro destinada à aplicações em rochas brandas.

2.1.2.4 - O Pressiômetro de Penetração

2.1.2.4.1 - Generalidades

Os pressiômetros de penetração (PIP) foram desenvolvidos no final da década de 1970, com o intuito de suprir os problemas de instalação das sondas dos pressiômetros de furo prévio e os altos custos de operação do pressiômetro auto-perfurante, de modo que não ocorressem perturbações no solo. O modo de execução do ensaio consiste na cravação da sonda no solo, através das batidas de um determinado peso caindo de uma altura previamente estabelecida em cima das hastes de cravação. Os pressiômetros de cravação (PIP) são cravados da mesma forma que um penetrômetro é cravado no solo (CLARKE, 1995). Tais equipamentos são classificados em pressiômetros de deslocamento completo ou cone pressiométrico (FDP) e pressiômetros de deslocamento parcial. A sua finalidade básica é a de ser utilizado em investigações “*off shore*”, contudo, hoje em dia, eles são também utilizados em investigações “*on shore*”.

2.1.2.4.2 -O Pressiômetro de Deslocamento Completo (FDP) ou Cone Pressiométrico

São pressiômetros de cravação que fundamentam-se em associar as vantagens do teste do cone penetrométrico (CPT) e do teste pressiométrico (PMT). O perfil do solo é gravado durante a penetração e, uma vez cessada esta penetração, o ensaio pressiométrico é realizado. A cravação é feita na mesma velocidade de penetração do cone penetrométrico (20 mm/s) (BRIAUD, 1992). Tais pressiômetros foram desenvolvidos inicialmente por JEZEQUEL et alii (1982), HUGHES & ROBERTSON (1985) e WHITERS et alii (1986).

JEZEQUEL et alii (1982) descreveram um pressio-penetrômetro desenvolvido para uso “*off shore*”. Este equipamento era constituído de um piezocone de 10 cm² de área na ponta e de um pressiômetro de mesmo diâmetro, onde o pressiômetro é montado acima do piezocone. (Figura 2.15). A sua sonda era monocelular com deslocamento de volume e capacidade de pressão de 2,5 MPa, e deformação volumétrica de 100%.

WHITERS et alii (1986) relataram o desenvolvimento de um pressiômetro de deslocamento completo, o qual possuía um diâmetro de 44 mm e comprimento de 1 metro, além de uma seção expansível longa de 450 mm ; tendo assim razão comprimento/diâmetro equivalente a 10 (CLARKE, 1995).

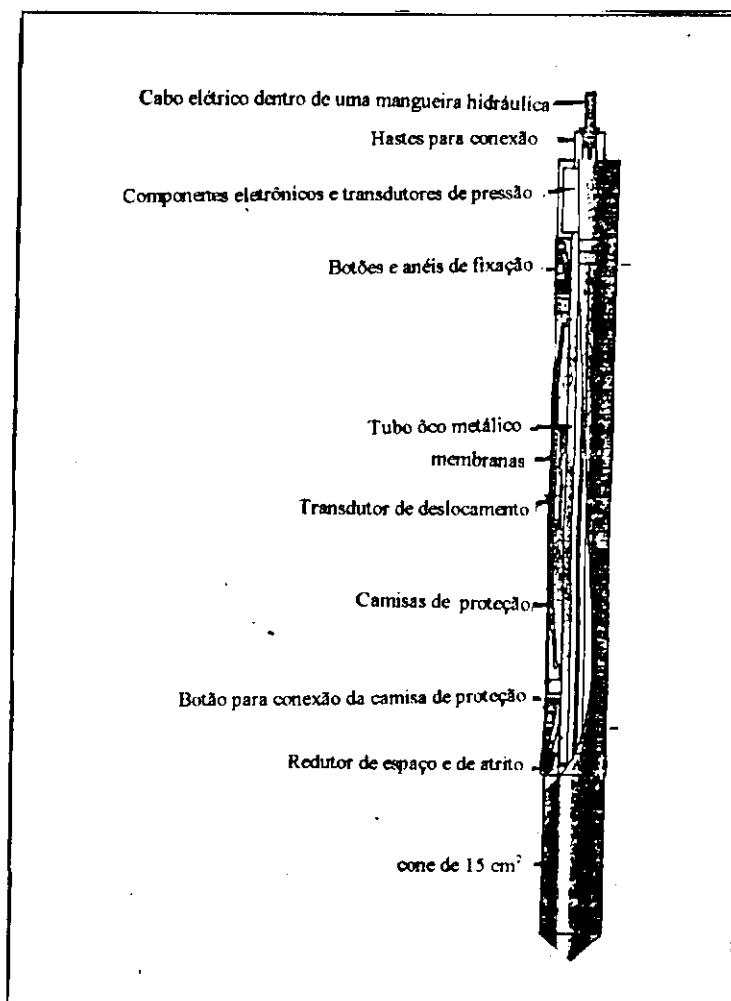


Figura 2.15 - Croqui de um pressiômetro de deslocamento completo (FDP).

O cone pressiométrico permite, de forma direta, a obtenção na sonda pressiométrica de parâmetros de resistência do solo, tais como a pressão limite e o módulo cisalhante, enquanto que a resistência de ponta é registrada no piezocone durante a cravação. Segundo SCHNAID (1994), citado por YU et alii (1996), estes parâmetros podem ser correlacionados com a densidade relativa e o ângulo de atrito interno do solo.

Os resultados destes ensaios têm se mostrado bastante satisfatórios em investigações do tipo "off shore" (AMAR et alii, 1983) e em aplicações em solos arenosos (YU et alii, 1996).

2.1.2.4.3 - O Pressiômetro de Deslocamento Parcial - (Stressprobe)

HENDERSON et alii (1979) e LEGIER (1982), citados por CLARKE (1995), relataram o desenvolvimento de um pressiômetro de penetração com deslocamento parcial, desenvolvido a partir do pressiômetro auto-perfurante Cambridge, para uso em investigações "off shore", denominado de stressprobe.

O stressprobe possui um diâmetro de 78 mm e comprimento total com 3 metros e capacidade de pressão até 3,5 MPa acima da pressão hidrostática. Ele é composto basicamente de três seções : uma sapata cortante com passos de alívio de tensões, um módulo pressiométrico e uma fonte geradora de pressões.

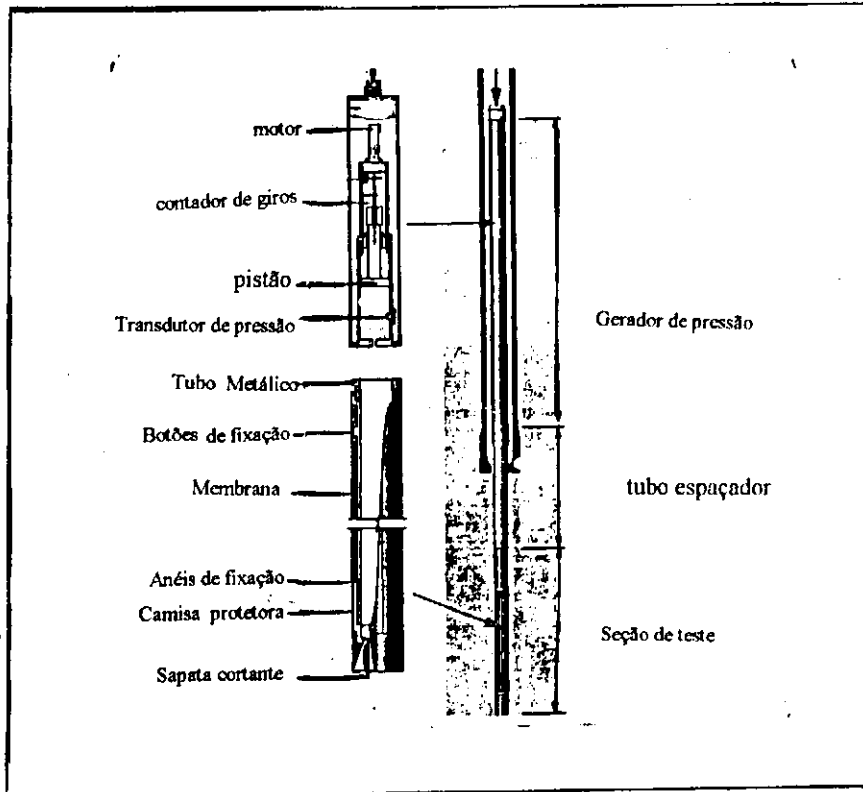


Figura 2.16 - O pressiômetro de deslocamento parcial - STRESSPROBE.

2.1.3 - O Ensaio Pressiométrico

2.1.3.1 - Fundamentação Teórica

2.1.3.1.1 - Introdução

O ensaio pressiométrico é um dos poucos ensaios na literatura da mecânica dos solos que em sua fundamentação teórica são levados em consideração, de forma completa e rigorosa, as propriedades usuais de resistência do solo e de deformação, tais como compressibilidade, sensibilidade e dilatância, além do comportamento real do solo.

O ensaio pressiométrico consiste essencialmente na expansão de um cilindro infinitamente longo e modelado pela teoria de expansão de uma cavidade cilíndrica. Neste ensaio, o solo é considerado como tendo um comportamento elasto-plástico, sendo que, inicialmente, este comporta-se como essencialmente elástico, onde são consideradas apenas a ocorrência de pequenas deformações e, em seguida, como perfeitamente plástico, considerando-se assim, a existência de grandes deformações.

Segundo BAGUELIN (1978), o fato de se considerar a expansão de uma cavidade cilíndrica e infinitamente longa não reflete totalmente a realidade, já que as sondas pressiométricas utilizadas possuem comprimento finito e têm as suas membranas restringidas nas extremidades. Essa discrepância, contudo, é relativamente pequena, podendo ser eliminada através de correções simples e, na prática, a utilização de uma sonda suficientemente longa dotada de células de guarda amenizam consideravelmente esta diferença.

Para que o ensaio possa ser modelado como sendo o de uma expansão "cilíndrica" em uma massa infinita de solo, no desenvolvimento da fundamentação teórica do pressiómetro supõe-se que a sonda, quando instalada em uma massa de solo considerada como homogênea e isotrópica, não cause nenhuma perturbação nos arredores do furo. Outros fatores que devem ser levados em consideração são que a sonda durante a sua instalação deva ser a mais vertical possível e a sua relação

comprimento/diâmetro deva ser suficientemente longa para que os efeitos de extremidade possam ser desprezados.

2.1.3.1.2 - Tensões, Deformações e Equilíbrio

No início do ensaio pressiométrico o furo na massa de solo, conforme mostra a Figura 2.17, tem raio igual a r_0 e uma pressão uniforme " p_{ho} ", aplicada nas paredes do furo, igual a tensão horizontal "in situ" total, " σ_{ho} ".

Considera-se que a sonda pressiométrica atua como sendo uma cavidade cilíndrica infinita, expandindo-se em uma massa de solo ilimitada, homogênea e isotrópica.

O eixo da cavidade é vertical na direção Oz e o sistema é expresso em coordenadas cilíndricas (Figura 2.18). O comprimento da cavidade é assumido como sendo muito maior que o seu raio e, uma vez que esta cavidade possui simetria axial, observa-se que os deslocamentos ocorrem apenas no plano horizontal.

Sejam " u ", " v " e " w " os deslocamentos radial, circunferencial e vertical respectivamente, e devido ao plano principal ser o plano horizontal e a expansão da cavidade ser cilíndrica e infinita, os deslocamentos circunferencial " v " e vertical " w " serão iguais a zero (BRIAUD, 1992).

Ao aplicar-se uma pressão " p " no furo e sendo $p > p_{ho}$, a cavidade se expandirá na direção radial, passando de uma posição equivalente a distância radial " r " para uma nova posição " R ", a qual será expressa por:

$$R = r + u \quad (2.1)$$

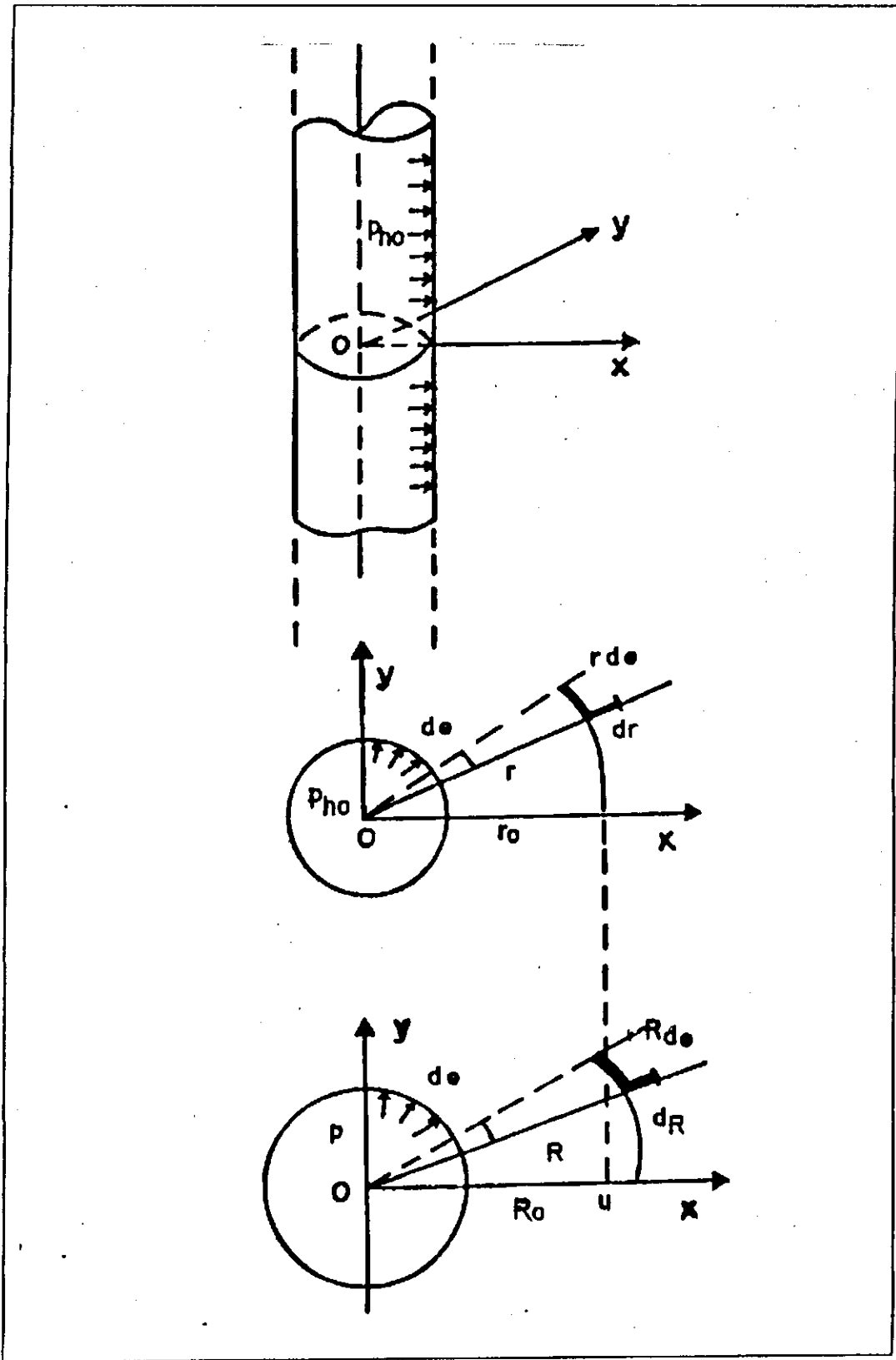


Figura 2.17 - Expansão de uma cavidade cilíndrica (BAGUELIN et alii, 1978).

Neste caso as deformações principais são as deformações radial (ϵ_r), circunferencial (ϵ_θ) e vertical (ϵ_z). Considerando-se que o plano horizontal é o plano principal de deformações, a deformação vertical (ϵ_z) será zero e as deformações circunferencial (ϵ_θ) e radial (ϵ_r) serão determinadas através da função deslocamento $u(r)$ levando-se em consideração a ocorrência de pequenas deformações:

$$\epsilon_\theta = \frac{(r-u)d\theta - r d\theta}{r d\theta} = \frac{u}{r} \quad (2.2)$$

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{2} \cdot \frac{(R^2 - r^2)}{r^2} \quad (2.4)$$

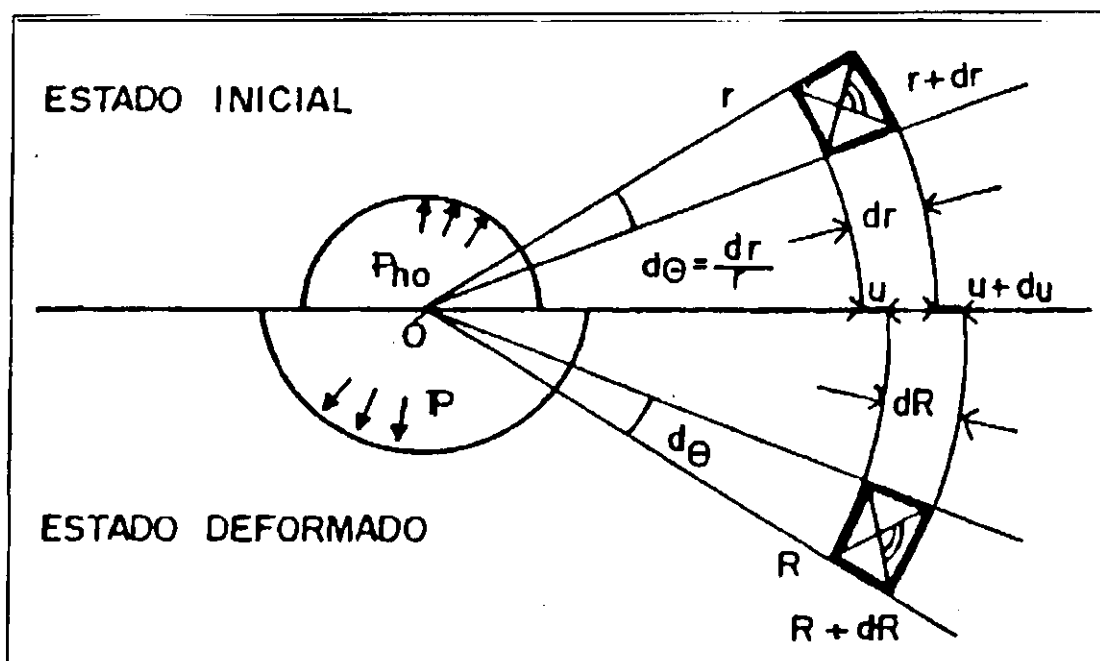


Figura 2.18 - Deformação de um elemento inicialmente quadrado (BAGUELIN et alii. 1978).

No caso de grandes deformações, considerando-se V_c como sendo o volume da cavidade, BAGUELIN (1978) recomenda as expressões de Green e de Almost, as quais fornecem o valor da deformação circunferencial da seguinte forma:

$$\epsilon_\theta = \frac{1}{2} \frac{\Delta V_c}{V_c} \quad (2.5)$$

Considerando-se um elemento do solo de espessura dr e raio r , medido a partir do centro da cavidade e submetido às tensões principais σ_r , σ_θ e σ_v (Figura 2.19), TIMOSHENKO & GOODIER (1989), mostraram a equação de equilíbrio no plano horizontal, que é expressa por:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = -\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \quad (2.6)$$

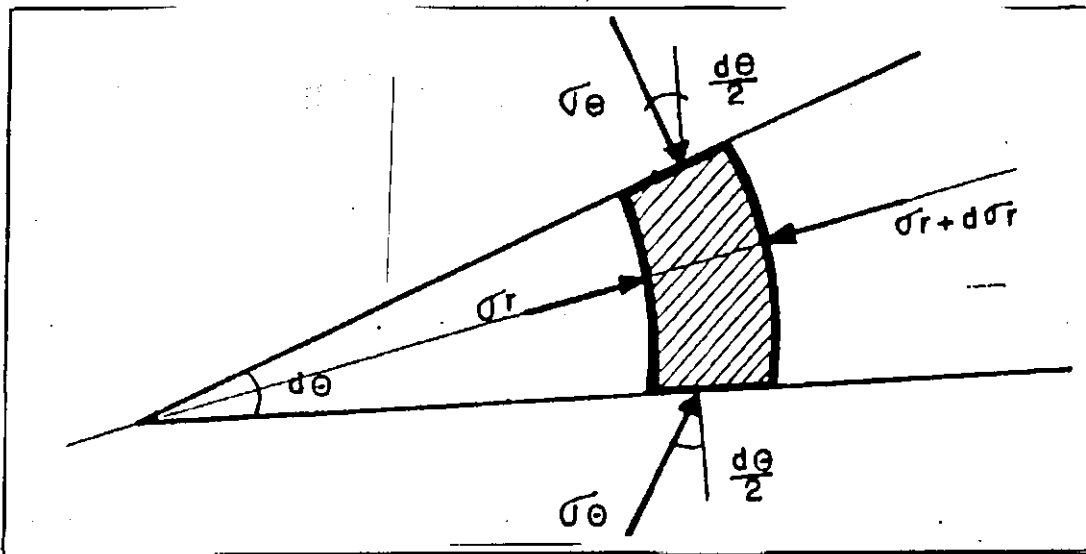


Figura 2.19 - Tensões em um elemento deformado (BAGUELIN et alii, 1978).

Para uma mesma distância da sonda, as deformações e a variação da tensão radial é zero. Assim, $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_h$ e $dr = 0$. Estas considerações, contudo, não são suficientes para a determinação das propriedades dos solos. Faz-se necessário estabelecer relações entre tensões e deformações.

O comportamento elástico linear do solo e o estudo do ensaio pressiométrico como um modelo elasto-plástico, foi observado inicialmente por LAMÉ em 1852.

Considerando-se que o solo seja representado por uma massa elástica linear, homogênea e isotrópica, o mesmo será caracterizado por dois parâmetros:

- Módulo de Young; (E);
- Coeficiente de poisson (ν)

Considerando-se também que a cavidade é expandida em um meio elástico, linear e isotrópico, e usando-se as leis de Hooke e supondo ainda que as deformações ocorridas sejam pequenas, obtém-se as seguintes expressões, relacionando as variações de tensões com as deformações :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_r - \nu (\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z)) \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_\theta - \nu (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_z)) \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_z - \nu (\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_r)) \quad (2.9)$$

Combinando-se as Equações 2.7, 2.8 e 2.9 Obtém-se a seguinte equação diferencial :

$$r^2 \frac{d^2u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (2.10)$$

Resolvendo-se a Equação (2.10) e considerando-se que as condições de contorno são:

$$u = 0 \quad \text{para } r = \infty \text{ (no infinito)} \quad (2.11)$$

$$u = u_0 \quad \text{para } r = r_0 \text{ (no furo)} \quad (2.12)$$

As soluções para o deslocamento radial, as tensões e as deformações em qualquer ponto da massa de solo são:

$$u = \frac{u_0 r_0}{r} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_0 r_0}{r^2} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_\theta = - \frac{u_0 r_0}{r^2} \quad (2.15)$$

Considerando-se “G” como sendo o módulo de elasticidade transversal e “ σ_{ho} ” como sendo a tensão horizontal no repouso, as equações nas paredes do furo serão expressas por:

$$\sigma_r = \sigma_{ho} + (p - \sigma_{ho}) \frac{r_0^2}{r^2} \quad (2.18)$$

onde p é a pressão nas paredes do furo

$$u = u_0 \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_r = \frac{u_0}{r_0} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon_\theta = - \frac{u_0}{r_0} \quad (2.21)$$

$$\sigma_r = \sigma_{ho} + 2G \frac{u_0}{r_0} \quad (2.22)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{ho} - 2G \frac{u_0}{r_0} \quad (2.23)$$

Pela teoria da elasticidade e para pequenas deformações tem-se que:

i) as deformações radiais “ ε_r ” (compressão) são iguais e opostas às deformações circunferenciais “ ε_θ ” (tração);

ii) não existe variação de volume, ou seja, a deformação volumétrica é zero;

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z = 0 \quad (2.24)$$

iii) o acréscimo na tensão radial “ $\Delta\sigma_r$ ” (Compressão) é igual ao decréscimo da tensão circunferencial “ $\Delta\sigma_\theta$ ” (Tração):

$$\Delta\sigma_r = - \Delta\sigma_\theta \quad (2.25)$$

iv) as tensões e as deformações variam com o inverso do quadrado do raio;

v) levando-se em consideração a teoria de grandes deformações a Equação 2.22 é expressa por: :

$$\sigma_r = \sigma_{ho} + G \frac{\Delta V_c}{V_c} \quad (2.26)$$

A expansão da cavidade cilíndrica ocasiona um progressivo aumento das tensões no solo, chegando a um determinado ponto em que o mesmo sofre um escoamento plástico (BRIAUD, 1992). Antes do escoamento o solo se comporta como um material elástico e, após o escoamento o solo se apresenta como um material plástico.

No início do escoamento do solo, surge nos arredores da cavidade um anel elementar, o qual representa a zona de plastificação do solo. Com o aumento contínuo da pressão na cavidade a zona de plastificação vai gradativamente aumentando o seu espaço até ocupar completamente a cavidade (Figura 2.20). Neste instante a pressão limite “ P_L ” é alcançada, a massa de solo está no estado plástico.

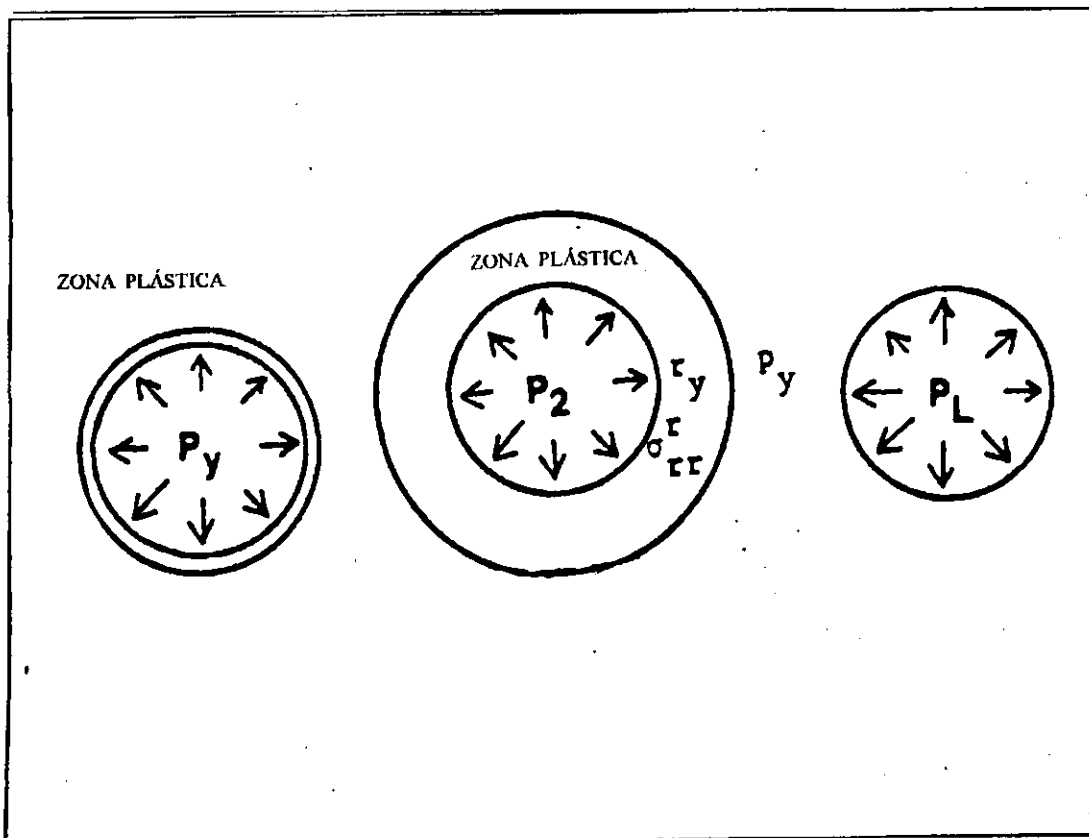


Figura 2.20 - Transformação da zona elástica em zona plástica (BRIAUD, 1992).

A teoria da plasticidade é bastante proveitosa, haja vista que a mesma fornece expressões para o cálculo da pressão de escoamento “ P_y ” e para a pressão limite “ P_L ”. Para a determinação destes parâmetros devem ser levados em consideração os critérios de escoamento do solo e as leis de variação volumétrica na zona plástica.

Para os solos sem coesão, o critério de escoamento mais adequado é o de Mohr-Coulomb. Levando-se em consideração a fundamentação da teoria da plasticidade são obtidas as seguintes expressões para a pressão de escoamento efetiva (P_y') e para a pressão limite efetiva (P_L'):

$$P_y' = \sigma_{ho}' (1 + \text{sen } \phi) \quad (2.27)$$

$$P_L' = \sigma_{ho}' (1 + \text{sen } \phi) \frac{G}{\sigma_{ho}' \text{sen } \phi}^{1/2(1-k_a)} \quad (2.28)$$

sendo:

K_a = coeficiente de empuxo ativo

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

A Equação 2.27 é baseada na suposição de que não existirá nenhuma variação de volume na massa de solo durante a expansão da cavidade. No caso específico dos solos granulares esta suposição é verdadeira apenas para os casos que se apresentam com o índice de vazios críticos. As areias compressíveis, como por exemplo as areias soltas podem apresentar valores equivalentes a metade dos valores obtidos pela Equação 2.27 e as areias dilatantes, no caso das areias densas, podem apresentar valores que chegam a ser o dobro do valor obtido pela equação 2.27 (BAGUELIN et alii, 1978).

2.1.3.2 - A Execução do Ensaio Pressiométrico

2.1.3.2.1 - Calibrações

Em uma campanha de ensaios pressiométricos, as operações de calibração constituem-se em um dos mais importantes fatores para a obtenção de resultados satisfatórios. Segundo CLARKE (1995), procedimentos incorretos de calibração, podem causar consideráveis variações nos resultados obtidos. Ainda, segundo CLARKE (1995), o pressiômetro deverá ser calibrado antes, durante e depois de uma campanha de ensaios pressiométricos.

As calibrações para ensaios com uso do pressiômetro Ménard são orientadas pelas normas NF P 94-110 (1991) e ASTM 4719 (1987), no tocante aos procedimentos de ensaios e de interpretação dos resultados.

Durante a realização de um ensaio pressiométrico observa-se que a pressão lida diretamente da unidade de controle de pressão e volume (CPV) não corresponde à pressão real aplicada às paredes do furo, haja vista que nesta pressão estão incluídas, também, as pressões necessárias para expandir os próprios elementos componentes da sonda (membrana e bainha). Deve-se, portanto, efetuar-se um ensaio de calibração para que sejam verificadas as resistências dessas membranas, de modo que este valor possa ser deduzido da pressão lida e, assim, seja obtida a pressão real aplicada ao solo.

A expansão das tubulações ou de qualquer outra parte do equipamento causam um aumento de volume no sistema quando este sofre pressurização; este aumento contudo, não corresponde a um aumento de volume na sonda. Dessa forma, torna-se necessário efetuar um ensaio de calibração para verificação da perda de volume existente no sistema, de modo que este valor possa ser deduzido do volume lido e, assim, o volume real injetado na sonda, referente à uma dada pressão aplicada, possa ser determinado. Esses ensaios, denominados de ensaios de calibração, são feitos para a verificação da compressibilidade do sistema ou de verificação da perda de volume.

Os ensaios de calibração são executados para que as possíveis perdas de pressão e de volume do sistema durante o ensaio pressiométrico, possam ser compensadas.

a) *Ensaio para verificação da perda de pressão.*

O ensaio de calibração para verificação da resistência da membrana, também chamado de ensaio de verificação da perda de pressão, é realizado colocando-se a sonda ao ar livre e à mesma altura do manômetro medidor de pressão. São aplicados iguais incrementos de pressão (em torno de um décimo da resistência limite) e, após 60 segundos da aplicação da pressão são efetuadas as leituras de volumes correspondentes. Em seguida plota-se um gráfico pressão versus volume, conforme se observa na Figura 2.21.

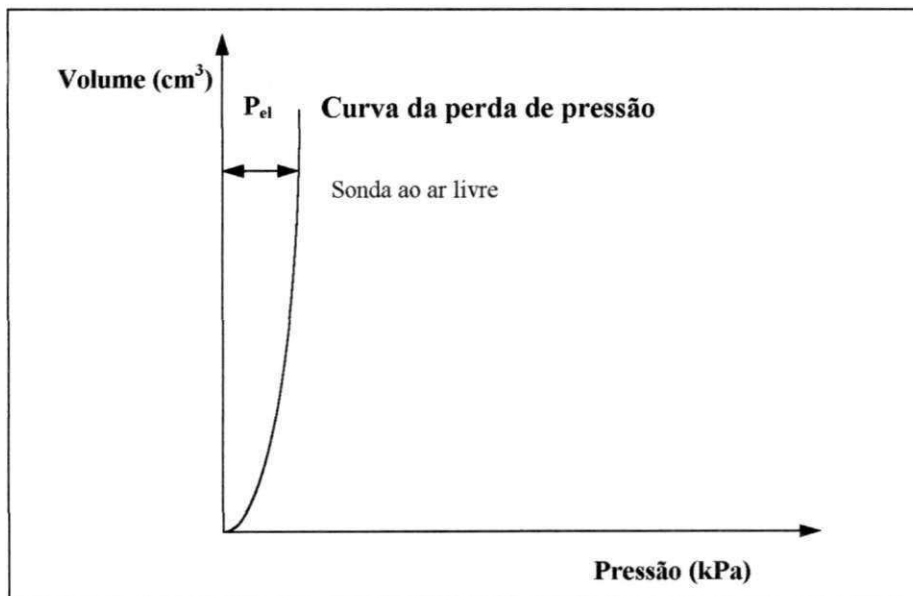


Figura 2.21 - Curva de calibração para verificação da perda de pressão devido a rigidez da membrana.

O ensaio é encerrado, segundo a norma francesa NF P 94-110 (1991), quando o volume injetado alcançar volume máximo da sonda a ser usado no ensaio, ou seja, $1,2.V_c$.

A perda de pressão para um determinado volume, é o valor da pressão " P_{el} " correspondente a este volume, obtido através da Figura 2.21.

b) *Ensaio para verificação da compressibilidade do sistema (Perda de volume).*

O ensaio de calibração para a verificação da compressibilidade do sistema é realizado colocando-se a sonda dentro de um tubo rígido, de aço, com diâmetro um pouco superior ao diâmetro externo da sonda ($1,005 \cdot D_s$). Em seguida, efetua-se a sua pressurização através da aplicação de incrementos de pressão iguais a 250 kPa. Após 60 segundos, realiza-se as medições das leituras de volume, até que se alcance um valor próximo a 2500 kPa. Em seguida é plotado a curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema (Figura 2.22).

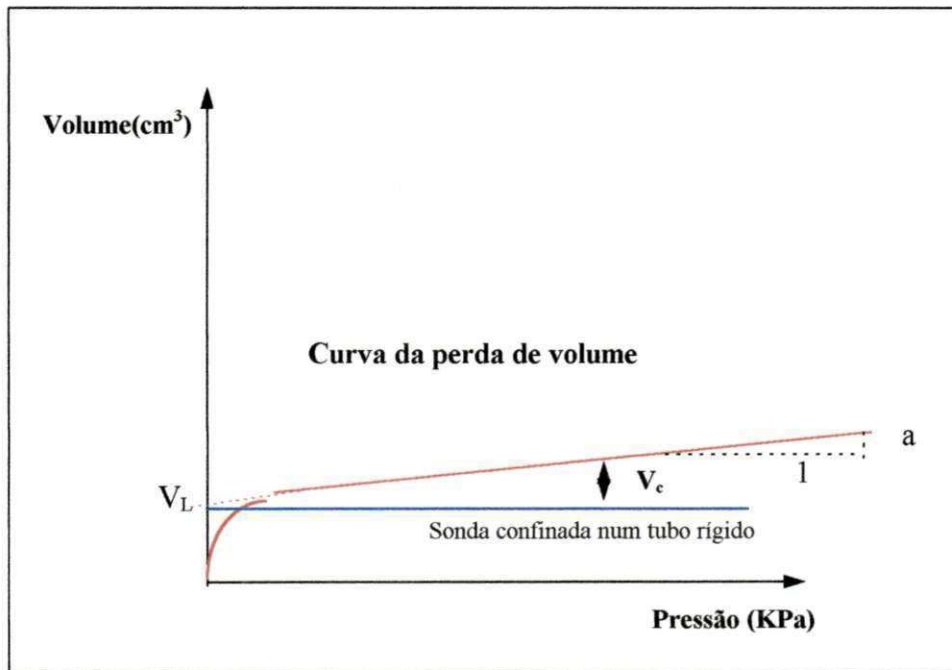


Figura 2.22 - Curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema.

Na Figura 2.22 distinguem-se dois trechos com declividades diferentes. No primeiro, a sonda se expande até encostar nas paredes do tubo. Após a sonda tocar as paredes do tubo qualquer variação de volume será assumida como sendo devido a compressibilidade do sistema. O segundo trecho apresenta-se sob a forma de uma reta inclinada e, segundo a Norma Francesa NF P 94-110, o coeficiente angular (a) deste trecho é o coeficiente de expansão das tubulações e dos aparelhos do sistema pressiométrico.

A interseção do prolongamento do trecho reto com o eixo vertical permite a obtenção do volume da célula central de medição V_{cc} , o qual é calculado através da expressão:

$$V_{cc} = 0,25 \cdot \pi \cdot L \cdot D_L^2 - V_L \quad (2.29)$$

onde:

L : comprimento da célula central;

D_L : diâmetro interno do tubo de calibração;

V_L : volume expandido para que a sonda toque as paredes do tubo de aço.

As verificações para correção de fatores tais como compressibilidade do fluido, variações de temperatura e perdas de carga causadas pela circulação de fluido podem ser realizadas. Estes valores contudo, para ensaios de rotina, apresentam-se baixos e podem ser desprezadas.

É importante ressaltar, que antes de cada ensaio a pressão hidrostática exercida pela coluna d'água sobre a sonda seja determinada, haja vista que ela não é registrada pelos manômetros. A pressão hidrostática deverá ser somada à pressão lida na unidade de controle.

2.1.3.2.2 - A preparação do Furo

A preparação do furo é o passo mais importante para a obtenção de um teste pressiométrico satisfatório (BRIAUD, 1992). Segundo BAGUELIN et alii (1978), o furo deve ser executado de tal forma que se evite, ao máximo, o amolgamento das paredes e este deve apresentar um diâmetro um pouco superior ao da sonda.

O furo de um ensaio pressiométrico é preparado tanto por execução prévia quanto pela cravação da sonda e, durante a sua execução, inevitavelmente ocorrerão

perturbações nos arredores do furo. As principais causas dessas perturbações, segundo CLARKE (1995), são: o colapso da cavidade, as perturbações mecânicas provocadas pelos equipamentos de perfuração bem como a erosão e o amolecimento das paredes. Essas perturbações, contudo, podem ser bastante minimizadas se forem utilizados métodos e instrumentos de perfuração adequados para cada tipo de solo.

Os métodos que podem ser utilizados para o preparo da cavidade são: perfuração rotativa, perfuração com retirada de testemunho, percussão rotativa, trado manual, trado mecânico e lavagem simples com o uso de trépano. A escolha adequada do método de perfuração utilizado depende dos seguintes fatores: tamanho das partículas, plasticidade, resistência do solo e grau de saturação.

Observa-se, também, que para a obtenção de um ensaio de qualidade, duas condições de perfuração são imprescindíveis:

- i) o diâmetro do furo “ D_h ” deve ficar dentro de um determinado intervalo de tolerância;
- ii) o equipamento e o método utilizado devem causar o mínimo possível de perturbação no solo e nas paredes do furo.

O diâmetro da sonda “ D_s ” deverá ser menor do que o diâmetro do furo “ D_h ” para que possa permitir a livre descida da sonda. A expansão máxima da sonda é um fator crítico para a decisão do tamanho permitido da cavidade. Considerando “ D_t ” como sendo o diâmetro do instrumento perfurador, a norma ASTM 4719 (1987), sugere que as tolerâncias permitidas para o diâmetro do equipamento e para o diâmetro do furo sejam, respectivamente:

$$D_s \leq D_t \leq 1,03 \times D_s \quad (2.30)$$

$$1,03 \times D_s \leq D_h \leq 1,20 \times D_h \quad (2.31)$$

A GOST, citada por CLARKE (1995), por sua vez, diz que o diâmetro do furo “ D_h ” não deverá exceder 2 mm do diâmetro da sonda, enquanto que MAIR e WOOD (1987) sugerem que este valor não exceda 1,10 do diâmetro da sonda “ D_s ”, ou seja:

$$D_h \leq 1,10 \times D_s \quad (2.32)$$

Estas tolerâncias garantem a execução de um furo dentro dos padrões desejáveis, ou seja, nem pequeno e nem grande demais. Quando o furo executado fica apertado, o resultado do ensaio pressiométrico geralmente não consegue determinar os valores do módulo pressiométrico E_0 ; a pressão limite, entretanto, não apresenta diferenças significativas com relação aos de um teste em um furo ideal.

Em furos excessivamente largos, geralmente não se consegue determinar a pressão limite máxima, podendo-se obter apenas o módulo pressiométrico.

Uma indicação da qualidade do furo pode ser dada pela magnitude da dispersão dos resultados e pela forma da curva obtida. Esta condição contudo, não é suficiente para garantir se o ensaio foi realizado de forma adequada. A Figura 2.23 mostra uma curva pressiométrica em um ensaio com furo bem executado. Esta curva apresenta uma configuração que pode representar a de um ensaio ideal, na qual poderão ser obtidos todos os parâmetros do solo com um confiável grau de acurácia.

A Figura 2.24 mostra curvas pressiométricas obtidas a partir de um ensaio em um furo que apresenta um diâmetro excessivamente largo, com o volume (V_0), correspondente ao início da fase pseudo-elástica do solo, apresentando-se também bastante elevado. O tramo A da Figura 2.24, representa o comportamento de um solo rijo; neste caso a obtenção da pressão limite é praticamente impossível, devendo esta ser estimada. Já com relação ao módulo pressiométrico observa-se que este poderá ser obtido, contudo, geralmente apresenta valor abaixo do módulo obtido em um teste ideal. O tramo B da Figura 2.24, representa a curva de um solo mole, apresentando um módulo de deformação discrepante com o de uma situação ideal.

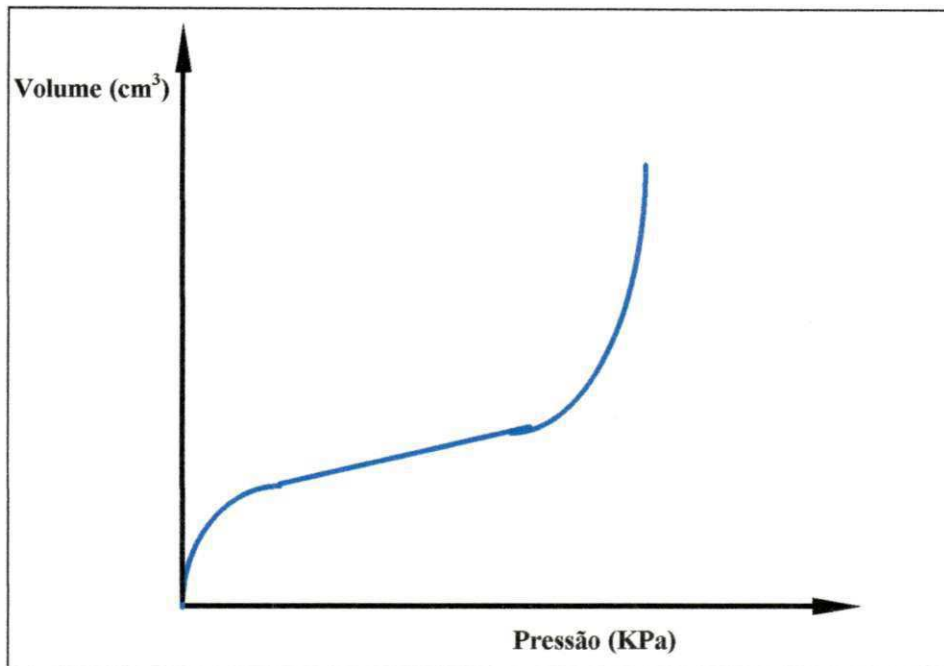


Figura 2.23 - Gráfico de uma curva pressiométrica com furo bem executado - situação ideal.

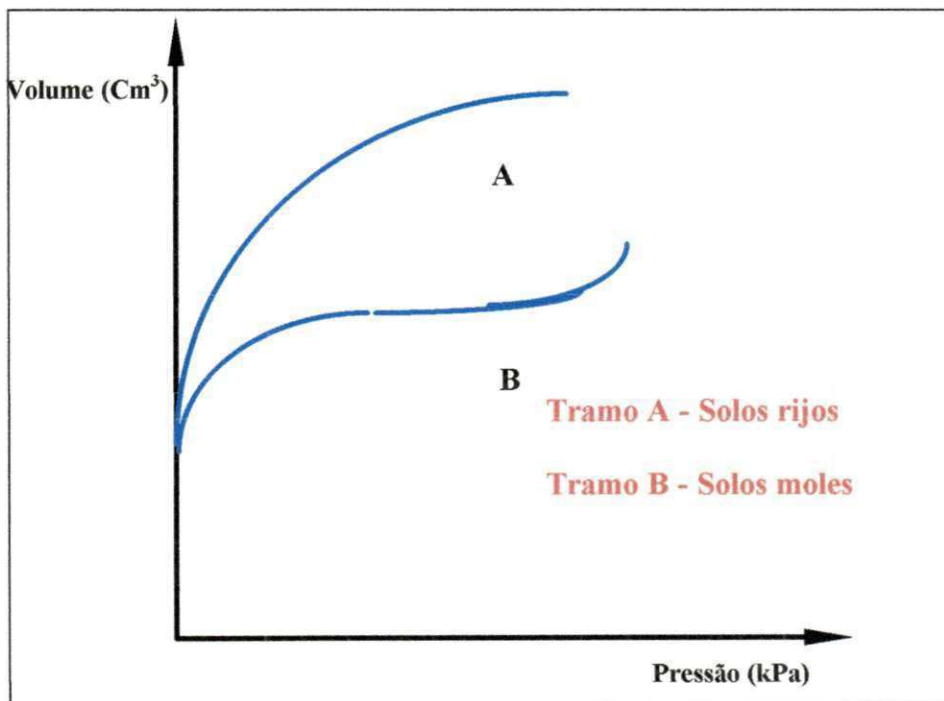


Figura 2.24 - Gráfico de curvas pressiométricas executadas em um furo com diâmetro muito grande.

A Figura 2.25 caracteriza um ensaio que apresenta um furo muito apertado ou um ensaio executado em um solo expansivo. Neste caso são registrados altos valores da pressão sem que ocorra um correspondente aumento de volume. A pressão limite poderá ser obtida diretamente da curva, mas o módulo de deformação não poderá ser interpretado.

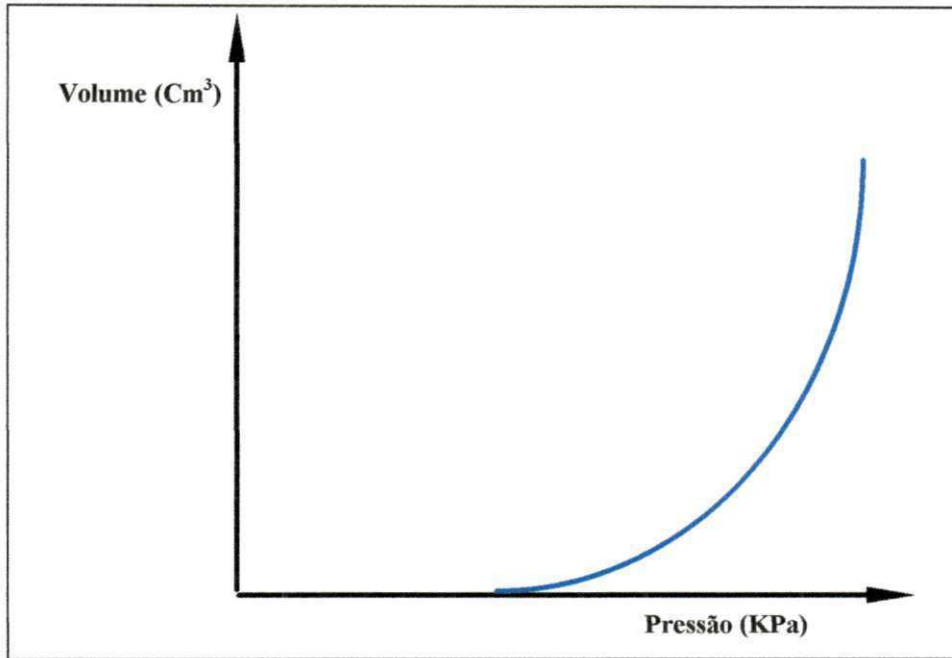


Figura 2.25 - Gráfico de uma curva pressiométrica com furo apertado ou com presença de solo expansivo.

A curva da Figura 2.26 caracteriza um ensaio que apresenta um furo excessivamente perturbado, sendo impossível a determinação de seus parâmetros geotécnicos.

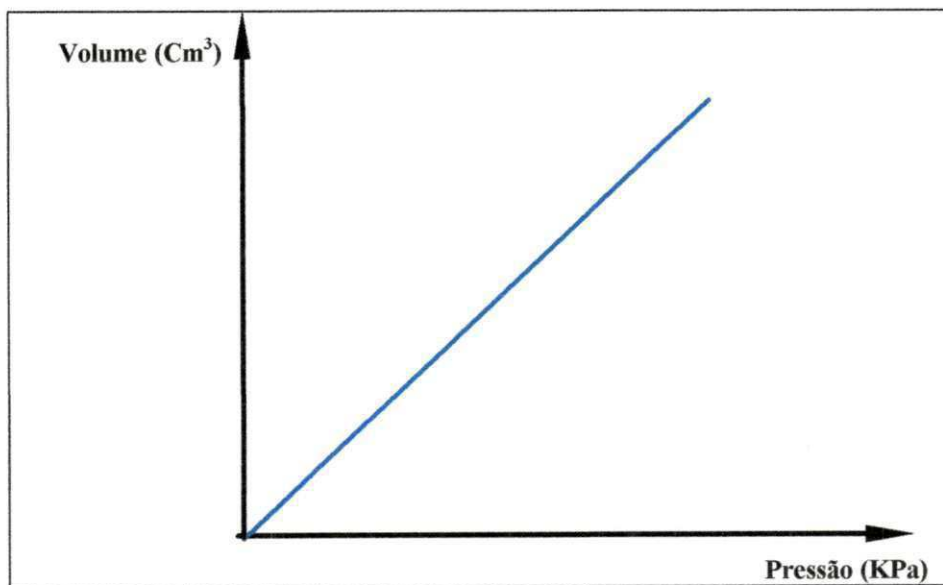


Figura 2.26 - Gráfico de uma curva pressiométrica com furo excessivamente perturbado.

A curva da Figura 2.27 apresenta uma dupla inclinação, a qual poderá ser indicativo de que o solo ensaio é heterogêneo.

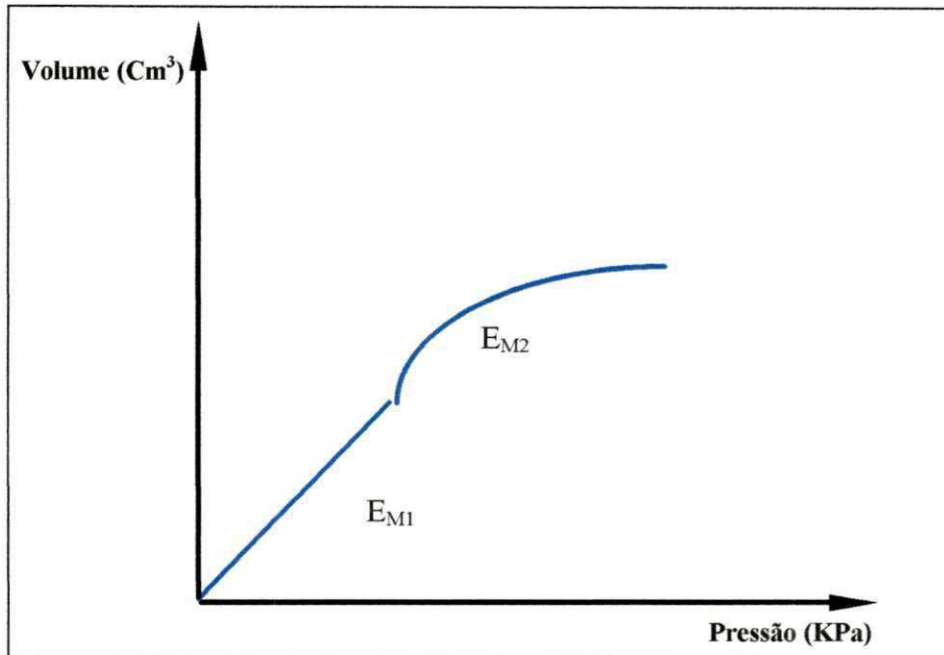


Figura 2.27 - Gráfico de uma curva pressiométrica com presença de material heterogêneo

Existem duas formas de execução de um furo: perfuração até uma profundidade próxima a do ensaio e perfuração até a profundidade máxima. Segundo CLARKE, (1995), BAGUELIN et alii (1978) e vários outros autores, a primeira técnica é a mais recomendável já que uma perfuração excessivamente longa, no decorrer do tempo, poderá acarretar alteração e abatimento no solo, dificultando assim, o abaixamento e a retirada da sonda.

A profundidade do ensaio é definida como sendo a distância entre a superfície do terreno e o centro da sonda. A norma britânica ASTM D-4719 (1987) recomenda que o espaçamento entre duas profundidades consecutivas não poderá ser menor que $1^{1/2}$ vezes o comprimento da sonda (l_s). Sendo assim, os espaçamentos ficarão dentro do intervalo de 1 a 3 metros.

A sonda deverá ser colocada dentro do furo imediatamente após a sua execução. MAIR e WOOD (1987), recomendam que o ensaio pressiométrico seja realizado no máximo 15 minutos após a realização do furo.

2.1.3.2.3 - Procedimentos de Ensaios

O ensaio pressiométrico é representado através de um gráfico mostrando a pressão aplicada versus o volume de líquido injetado¹, o qual é denominado de curva pressiométrica, e representará o comportamento do solo sob aplicações de pressão

O ensaio pressiométrico é basicamente uma verificação “in situ” do comportamento tensão x deformação de um solo considerado como homogêneo e isotrópico. Ele consiste na inserção e expansão radial de uma sonda sobre as paredes de um furo de sondagem, o qual é executado até a cota desejada e, sob aplicação progressiva de iguais incrementos de pressão (ensaio com tensão controlada) ou de volume (ensaio com deformação controlada)².

No caso específico do pressiômetro tipo Ménard, as normas NF P 94-110 e ASTM 4719 (1987) recomendam que este ensaio seja realizado sob tensão controlada. Neste caso, a pressão aplicada “p” no solo é aumentada progressivamente através de incrementos iguais de pressão Δp cujo valor deverá ser maior ou igual a um décimo da pressão limite do solo, estimada através da Tabela 2.1. Cada estágio de pressão é mantido constante em um intervalo de tempo fixo, Δt , de 60 segundos e, em seguida, são efetuadas medições aos 15, 30 e 60 segundos para a verificação da variação volumétrica. A NF P 94-110 recomenda também que o tempo para a aplicação de cada incremento de pressão não deva exceder 10 segundos e que o descarregamento da pressão seja feito de forma contínua, sem patamares. CLARKE (1995) recomenda, entretanto, que durante o descarregamento sejam aplicados dez estágios decrescentes de pressão, os quais devem ser mantidos por um minuto.

De uma forma geral, durante a realização de cada ensaio pressiométrico são utilizados 8 a 14 incrementos de pressão, cada um com duração aproximada de 15 à 20 minutos. Dessa forma, considera-se que o mesmo possui um comportamento não drenado para solos argilosos e siltosos, e parcialmente drenado para solos arenosos e pedregulhosos.

¹ Os valores plotados de pressão e de volume, conforme Item 2.3.2.1, devem ser devidamente corrigidos.

² Esta escolha é feita em função do tipo de pressiômetro utilizado e da normalização recomendada.

Tabela 2.1 - Tabela para estimativa da pressão limite (BRIAUD, 1992).

Tipo de Solo	Pressão limite P_L (kPa)	Número de golpes do SPT $N_{spt}/30$ cm
Areia fofa	0 - 500	0 - 10
Areia média	500 - 1500	10 - 30
Areia compacta	1500 - 2500	30 - 50
Areia muito compacta	> 2500	> 50
Argila mole	0 - 200	
Argila média	200 - 400	
Argila rija	400 - 800	
Argila muito rija	800 - 1600	
Argila dura	> 1600	

Segundo as normas NF P 110-94 e ASTM 4719 (1987), e BRIAUD (1992), os valores plotados da pressão e do volume real aplicados ao solo, deverão ser obtidos através das Equações 2.33 e 2.34, respectivamente.

$$P = P_{lida} + P_H - P_m \quad (2.33)$$

$$V = V_{lido} - aV_{lido} \quad (2.34)$$

Conforme foi visto no Item 2.3.2.1, Os valores de “ P_m ”, “ a ” e “ P_H ” representam, respectivamente, a pressão de resistência das membranas, o coeficiente de compressibilidade do sistema e o valor da pressão hidrostática exercida pela coluna d’água dentro da tubulação do pressiómetro. Considerando-se a altura H , que vai do centro do medidor de pressão até o centro da sonda, como sendo a profundidade do ensaio e, γ_a , como sendo o peso específico da água, pode-se obter a pressão hidrostática (P_H) através da seguinte expressão:

$$P_H = \gamma_a \times H \quad (2.35)$$

A NF P 94-110 recomenda que os valores de pressão e volume, obtidos em campo, sejam registrados em uma ficha de ensaios, específica para ensaios pressiométricos (Figura 2.28).

Tempo Volume Pressão		ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD													
N° DOCUMENTO		local:								SONDAGEM N°					
MATERIAL ENCONTRADO								FURO ENTRE AS COTAS				COTA DO ENSAIO			
DATA / /		HORA:		CPV N°				COTA DO ENSAIO							
CALIBRAÇÃO		V ₅₀ =		P _r		V ₅₀		P _r		V ₅₀		P _r		V ₅₀	
N° =		P _m =		V ₅₀		P _r		V ₅₀		P _r		V ₅₀		P _r	
N° passos		P _r		V _r		ΔV		P _r		V _r		ΔV		P _r	
0		0													
1															
2															
3															
4															
5															

Volume	700	600	500	400	300	200	100	0
--------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	---

CURVA BRUTA

ESQUEMA

<input type="checkbox"/> 0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 PRESSÃO	
<input type="checkbox"/> 0 0,4 0,8 1,2 1,6 2,0 2,4 2,8 3,2 3,6 4,0 4,4 4,8 5,2 5,6 6,0 MPa	

OPERADOR	OBSERVAÇÕES	Nível d'água
		z _w = m
FIRMA:		ENDEREÇO

Figura 2.28 - Folha de anotações do ensaio pressiométrico Ménard (NF P 94-110).

2.1.3.2.4 - Apresentação dos resultados obtidos

Após as correções de pressão e volume, um resultado típico do ensaio pressiométrico representando o comportamento real de volume e pressão no solo é apresentado através de um gráfico como o da Figura 2.29. O volume de água é plotado no eixo das ordenadas para cada incremento de pressão plotado no eixo das abscissas.

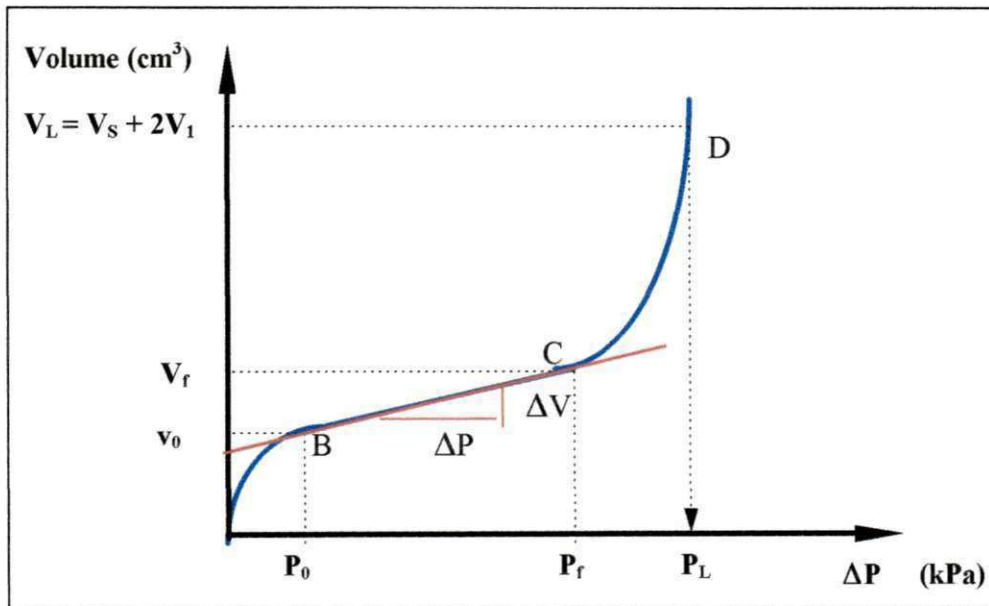


Figura 2.29 - Curva pressiométrica corrigida.

Da curva pressiométrica corrigida, pode-se observar as seguintes características:

A região compreendida entre pontos A e B corresponde ao início do ensaio. A sonda é inflada inicialmente pressionando as paredes do furo até que este volte à sua posição inicial antes da realização do ensaio (Ponto B). Dessa forma quando se atinge o ponto B as condições de repouso do solo são restabelecidas. É neste ponto que o tamanho da cavidade é definido e medido. Considera-se v_0 como sendo a ordenada do ponto B e V_c o volume inicial da célula de medição correspondente à leitura zero no volumímetro. O volume inicial da cavidade " V_0 " é obtido através da seguinte expressão:

$$V_0 = v_0 + V_c \quad (2.36)$$

O trecho BC representa a fase pseudo-elástica do solo, ou seja, é o intervalo de comportamento aparentemente elástico e é resultado de uma proporção direta entre a pressão aplicada e o aumento relativo do diâmetro do furo. Admite-se que nesta região o solo possui um módulo de deformação “ E_0 ”³ constante (também chamado de módulo pressiométrico de Ménard). Este módulo é calculado com base na declividade do segmento BC. As coordenadas P_f e V_f , onde P_f é conhecida como pressão de fluência, ou de “Creep”⁴, marcam o final do trecho elástico e o surgimento das deformações plásticas.

O trecho final da curva é chamado de “fase plástica” do solo. A partir do ponto C a curva pressiométrica torna-se assíntota à direção vertical, indicando deformações consideravelmente elevadas e desproporcionais à pressão aplicada. A pressão limite “ P_L ” é atingida no final do trecho CD e é definida como sendo a pressão necessária para dobrar o volume inicial da cavidade, ou seja, a pressão referente ao volume $V_L = V_c + 2V_0$.

2.1.3.3 - Parâmetros obtidos através do ensaio pressiométrico

2.1.3.3.1- Módulo Pressiométrico

O módulo pressiométrico “ E_0 ” é obtido a partir do tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29).

Assumindo-se que no trecho pseudo-elástico, aparentemente linear, o solo apresenta-se como meio elástico e linear e, com base na teoria elástica linear proposta por Lamé (1852), para expansão de uma cavidade cilíndrica em um espaço elástico infinito, tem-se a seguinte expressão para o módulo cisalhante “ G ”

$$G = \frac{\Delta P \cdot V}{\Delta V} \quad (\text{kPa}) \quad (2.37)$$

³ Alguns autores representam este parâmetro usando as notações “ E_p ”.

⁴ Esta pressão também é chamada por alguns autores de pressão de plastificação.

sendo:

- G - Módulo de cisalhamento ou módulo de elasticidade transversal ;
 V - Volume da cavidade durante a fase elástica. Por convenção o valor de V é assumido como sendo o volume médio do tramo “ V_m ” ;
 ΔP - Variação da pressão no trecho pseudo-elástico ($P_f - P_0$);
 ΔV -Variação de volume no trecho pseudo-elástico ($V_f - V_0$).

O módulo pressiométrico “ E_0 ” é também fundamentado pela teoria da expansão linear. Considerando-se o solo como homogêneo e isotrópico o módulo pressiométrico “ E_p ” é obtido através da seguinte relação com o módulo cisalhante:

$$E_0 = 2.G.(1+\nu) \quad (2.38)$$

O valor do coeficiente de Poisson (ν) na expressão acima pode variar em função do tipo de solo em estudo. O “Centre d’Etudes Ménard”, em 1967, propôs que fosse utilizado no cálculo do módulo pressiométrico um valor constante para o coeficiente de poisson, ou seja o valor de $\nu = 0,33$.

Considerando-se o volume médio (V_m) como sendo $V_m = V_s + (V_0 + V_f)/2$ e usando-se o coeficiente de poisson $\nu = 0,33$ obtêm-se a seguinte expressão:

$$E_0 = 2.66 \left[V_s + \frac{(V_f + V_0)}{2} \right] \cdot \frac{P_f - P_0}{V_f - V_0} \quad (2.39)$$

A expressão acima é a recomendada pela Norma Francesa NFP 94-110 e por vários autores (BAGUELIN et alii 1978, CLARKE, 1995, e outros)

Para a identificação do trecho pseudo-elástico podem ser utilizados o método sugerido pela Norma Francesa NFP 94-110 e o método da interpretação da curva de fluência citado por vários autores tais como BAGUELIN (1978), CLARKE (1995), BRIAUD (1992), e outros.

O critério adotado pela Norma Francesa sugere que a curva pressiométrica seja constituída por uma sucessão de segmentos de declividade m_i onde:

$$m_i = \frac{P_i - P_{i-1}}{V_i - V_{i-1}} \quad (2.40)$$

O segmento de maior declividade é denominado m_k e as coordenadas de origem e final do segmento são (P_e, V_e) e (P_e', V_e') respectivamente. De posse destes valores o coeficiente β é calculado através da expressão:

$$\beta = 1 + 0,01 \cdot \frac{P_e' + P_e}{P_e' - P_e} + \frac{6}{V_e' - V_e} \quad (2.41)$$

Todos os segmentos com declividade maior ou igual a m_i/β estarão compreendidos dentro do tramo pseudo-elástico e desta forma são definidos os pontos extremos (P_0, V_0) e (P_f, V_f) .

A determinação do trecho pseudo-elástico através da curva de fluência consiste na plotagem de um gráfico constituído pelas diferenças de volumes injetados lidos aos 30 e 60 segundos $(V_{60} - V_{30})$, em função da pressão aplicada (Figura 2.30).

Este método consiste em ajustar três linhas retas, onde seus pontos de interseção (Pontos A e B) definem as pressões (p_0) e (P_f) . Dessa forma o tramo pseudo-elástico é definido como sendo o trecho que apresentam valores mínimos e aproximadamente constantes para a diferença de volume $(V_{60} - V_{30})$.

No presente trabalho o método da curva de fluência apresentou valores mais compatíveis e adequados que o método sugerido pela Norma Francesa, sendo desta forma, o método escolhido.

Segundo CLARKE (1995), o valor do módulo pressiométrico E_0 deve ser analisado com bastante cuidado, já que é muito sensível às perturbações no furo.

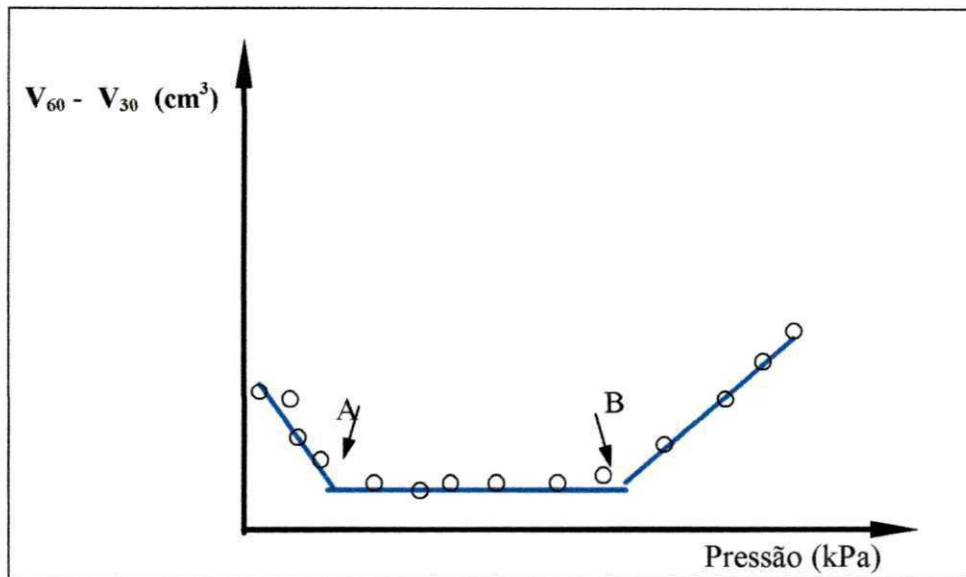


Figura 2.30 - Curva de Fluência ou Creep.

BRIAUD (1992) reporta que o valor de E_0 apresenta valores mais baixos devido à uma ou mais razões a seguir:

i) o módulo pressiométrico E_0 é medido sobre uma ampla variação de deformações. Este fator poderá apresentar variações de 2 à 5% no valor de E_0 ;

ii) as equações que determinam os valores de E_0 assumem que um solo, quando considerado como elástico, possua o mesmo módulo de elasticidade para solicitações à tração e à compressão; uma vez que podem ocorrer tensões de tração na direção circunferencial durante o ensaio pressiométrico e os solos possuem uma resistência muito baixa à esforços de tração. Neste caso E_0 representará uma média entre estes dois módulos;

iii) o módulo E_0 é influenciado pelas perturbações nas paredes do furo, ou seja, furos que apresentam paredes muito perturbadas podem ter valores de E_0 , até 25 % abaixo dos valores deste módulo sem perturbação;

iv) E_0 sofre influência da relação L/D . Segundo HARTMANN (1974), as sondas curtas podem levar a erros maiores e a relação L/D ideal é 6.3;

v) E_0 é medido em um intervalo de tempo de aproximadamente 5 minutos, enquanto que as fundações poderão levar mais de 50 anos para carregar o solo. BRIAUD (1986) usou um modelo de avaliação para E_0 , o qual indicava para argilas moles que o módulo E_0 , avaliado em 50 anos, era 4 vezes menor que o medido em 2 minutos enquanto que para argilas rijas e areias este valor era 1,4 vezes menor do que o E_0 medido;

vi) o módulo avaliado no teste pressiométrico é o módulo horizontal, enquanto que a resposta de uma fundação ao solo é a de um carregamento vertical. LEICHNER (1966), JEZEQUEL et alii (1968) e SHIELDS & BAUER (1975), citados por BAGUELIN et alii, (1978), compararam os valores do módulo horizontal E_H com os valores do módulo vertical E_v , e observaram que esta diferença não excedia 5%.

Para minimizar os efeitos acima citados, MÉNARD (1975) propôs a introdução de um fator reológico de correção que pudesse relacionar o módulo pressiométrico E_0 com o módulo de elasticidade do solo, o qual seria obtido pela expressão:

$$E = E_0/\alpha \quad (2.42)$$

sendo α é denominado de fator reológico de Ménard e é obtido através da tabela 2.2, em função do tipo de solo e do seu grau de adensamento.

Tabela 2.2 - Fator reológico de Ménard (α) (BRIAUD, 1992).

SOLO	TURFA		ARGILA		SILTE		AREIA		AREIA E PEDREGULHO	
	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α	E/ P_L '	α
Pré -adensado		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalmente Adensado	todos os valores	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Fragmentado e/ou Remoldado		1	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Vários pesquisadores tentaram relacionar o módulo pressiométrico com módulos obtidos de outros ensaios. SHIELDS E BAUER (1975) (Segundo BAGUELIN et alii, 1978) compararam resultados de provas de carga em sapatas e placas em argilas sensitivas com resultados de ensaios pressiométricos. Constataram que os módulos de placas eram o dobro do valor do módulo pressiométrico E_0 .

TAVENAS et alii (1974) concluíram que o módulo obtido através de ensaios triaxiais sobre amostras de materiais similares ao anterior era da ordem de 8 à 10 vezes o valor de E_0 .

MÉNARD (1961) (Segundo Baguelin et alii (1978), indicou que o módulo E_0 não deveria ser comparado diretamente com um módulo obtido de ensaios de compressão pelos seguintes motivos:

i) as trajetórias de tensões ao redor da sonda são diferentes das que ocorrem abaixo da placa ou sapata;

ii) durante a fase elástica ocorrem aumentos de tensões radiais e simultaneamente diminuição das tensões circunferenciais. Como os módulos de compressão (E^+) e de descarregamento (E^-) são diferentes (supor $E^- > E^+$) então E_0 seria um valor intermediário.

2.1.3.3.2 - Pressão Limite

No trecho iniciado a partir do ponto “C” da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29), cuja ordenada corresponde à pressão de fluência (P_f), desenvolve-se uma zona de equilíbrio plástico em torno do furo, caracterizada por grandes deformações na cavidade e com isso a teoria da elasticidade não poderá mais ser aplicada. Observa-se que no final da fase plástica há uma expansão constante do furo pressiométrico, mesmo sem aplicação de incrementos de pressão. A pressão limite pode ser definida como sendo a pressão máxima resistida pelo solo, avaliada através do ensaio pressiométrico, quando da expansão de uma cavidade considerada cilíndrica e infinita. No ensaio pressiométrico, contudo, a expansão da sonda é limitada. Dessa forma são adotados critérios para que a determinação da pressão limite seja possível.

As normas NF P94-110 (1991) e ASTM D 4719 (1987), consideram a pressão limite do ensaio pressiométrico Ménard (P_L), como sendo a pressão aplicada na sonda que duplica o volume inicial da célula central de medida. Considerando V_s como sendo o volume da sonda e V_1 o volume referente ao início da fase pseudo-elástica, a pressão limite será a pressão associada ao volume V_L , o qual será expresso por:

$$V_L = V_s + 2V_1 \quad (2.43)$$

Na grande maioria dos ensaios, mesmo em furos bem calibrados, o volume V_L não é atingido, sendo necessária uma extrapolação da curva para que a pressão limite seja obtida.

Os métodos de extrapolação utilizados são:

i) o método recomendado pelas normas ASTM D- 4719 (1987) e NF P 94-110, que consiste na obtenção de P_L através de um gráfico pressão (eixo das abcissas) versus volume em escala logarítmica (eixo das ordenadas) plotado com alguns pontos da fase plástica⁵ (Figura 2.30). A pressão limite P_L será a abcissa obtida através do prolongamento da reta até a ordenada correspondente ao volume V_L ;

ii) o método “log x log” proposto por JEZEQUEL et alii (1974), o qual consiste em plotar um gráfico em escala logarítmica, cujas abcissas são as pressões corrigidas e as ordenadas são a relação entre o aumento de volume da cavidade e o volume inicial. No trecho final, o gráfico aproxima-se de uma reta, a qual deve ser prolongada até a ordenada 1 cuja abcissa corresponderá à pressão limite. Este método é recomendado apenas em curvas pressiométricas que, quando da interrupção do ensaio, haviam ultrapassado o trecho de comportamento pseudo-elástico;

iii) extrapolação visual; trata-se de um processo simples contudo, bastante subjetivo;

⁵ Normalmente toma-se 3 pontos da fase plástica

iv) o método de Van Wanbeke e D'Henricourt (1971); este método segundo MÁNTARAS (1995), consiste em plotar a pressão em função da recíproca do volume da cavidade. O ponto onde a extrapolação da curva cortar o eixo das ordenadas, ou seja, para $(1/V_c = 0)$, determina a pressão limite P_L ;

v) O método de GHIONA et alii (1981); este método, segundo MÁNTARAS (1995), é semelhante ao método de JEZEQUEL, só que as pressões são plotadas em escala decimal.

No presente trabalho adotou-se o método recomendado pelas normas ASTM 4719 (1987) e NF P 94-110, por este ser utilizado com frequência e apresentar bons resultados. BOSCH (1996), usando os métodos de JEZEQUEL, VAN WAMBEKE e o de GHIONA, obtém valores de P_L mais elevados do que os encontrados pelo método recomendado pelas normas.

Segundo BRIAUD (1992), os valores obtidos para a pressão limite são menos sensíveis às perturbações causadas durante a perfuração do que o módulo pressiométrico.

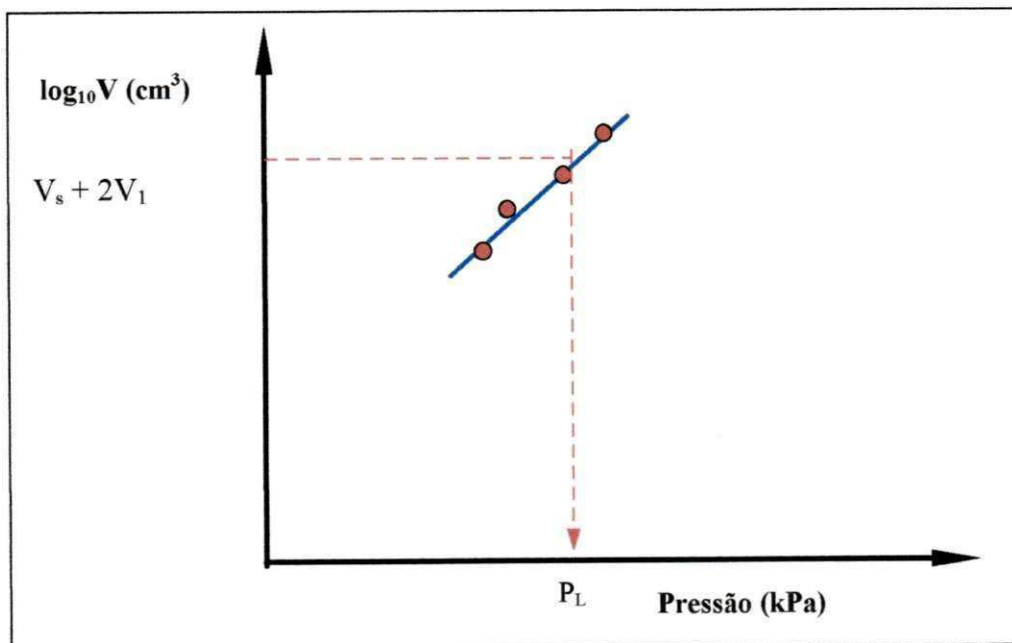


Figura 2. 31 - Gráfico do método utilizado para a estimativa da pressão limite (NF P 94-110).

2.1.3.3.3 Pressão Limite Efetiva (P_L')

A pressão limite efetiva é um parâmetro de medida da resistência do solo derivado da pressão limite e representa a pressão limite líquida do solo sem a influência da tensão horizontal no repouso σ_{ho} . A pressão limite efetiva P_L' é definida da seguinte forma:

$$P_L' = P_L - \sigma_{ho} \quad (2.44)$$

sendo:

P_L - pressão limite;

σ_{ho} = tensão horizontal no repouso;

A pressão limite efetiva é bastante empregada em projetos de fundações e no cálculo da carga de ruptura do solo, especialmente em solos arenosos, já que neste caso o ensaio é considerado como drenado.

O valor de P_L' é relativamente insensível às perturbações que podem ocorrer nas paredes do furo durante a sua perfuração (BAGUELIN et alii, 1978, citado por BRIAUD, 1992). Segundo BRIAUD (1986), a pressão limite efetiva P_L' é relativamente sensível à relação comprimento/diâmetro da sonda; principalmente em solos arenosos, quando P_L' aumenta cerca de 20% quando L/D diminui de 10 para 5.

Para solos arenosos o valor de P_L' poderá ser obtido através da seguinte expressão:

$$P_L' = P_L - u_0 \quad (2.45)$$

sendo u_0 a poro-pressão hidrostática e esta poderá ser usada na expressão (2.45) para a obtenção de P_L' , porque assume-se que, durante o tempo de execução do teste pressiométrico, não se desenvolverá nenhum excesso de poro-pressão. O valor de u_0 é calculado através da seguinte expressão:

$$u_0 = \gamma_a \cdot H \quad (2.46)$$

onde γ_a é o peso específico da água e H é a altura entre a cota de ensaio e o nível d'água.

2.1.3.3.4 - Pressão de Fluência ou de Creep (P_f)

A pressão de fluência (P_f) ou de creep é a pressão correspondente ao volume V_f (ponto de inflexão C) da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29), que marca o final do trecho pseudo-elástico. Esta pressão, apesar de não ser usada diretamente em projetos, é usada no cálculo do módulo pressiométrico (E_0); na estimativa da pressão limite, quando esta não é obtida diretamente e pode servir também para avaliar a qualidade de um ensaio pressiométrico.

A pressão de fluência P_f pode ser obtida diretamente da curva pressiométrica corrigida, através de uma simples inspeção visual ou através da curva de fluência ou de creep (Figura 2.30). Na curva de fluência, conforme visto no item 2.3.3.1, são plotadas a pressão aplicada nas paredes da cavidade e a correspondente variação volumétrica que ocorre no intervalo das leituras do volume aos 30 e 60 segundos ($\Delta V = V_{60} - V_{30}$). Com os pontos assim determinados podem ser ajustadas 3 linhas retas, sendo que o valor de P_f será o ponto de interseção, B, entre a segunda e a terceira linha (Figura 2.30).

MORI & TAJIMA (1964), citados por MÁNTARAS (1995), publicaram uma comparação entre a pressão de fluência e a tensão de sobre-adensamento, mostrando coincidências entre estes valores dentro de uma faixa de variação reduzida.

2.1.3.3.5 - Pressão de Fluência Efetiva (P_f')

Este parâmetro é definido de modo semelhante à pressão limite efetiva (P_L') e pode ser definido através da seguinte expressão:

$$P_f' = P_f - \sigma_{ho} \quad (2.47)$$

Para solos arenosos o valor de P_f' será:

$$P_f' = P_f - u_0 \quad (2.48)$$

onde u_0 é a poro-pressão hidrostática.

2.1.3.3.6 - Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})

A Tensão Horizontal no repouso " σ_{ho} ", é definida teoricamente como sendo a tensão correspondente ao ponto em que a sonda tocara as paredes da cavidade, ou seja, a interpretação do ensaio indica que o ponto B, ponto de inflexão da curva pressiométrica corrigida (Figura 2.29), é uma boa referência sobre a ordem de magnitude da tensão horizontal no repouso.

A análise dos resultados da tensão horizontal no repouso σ_{ho} deve ser feita com bastante cuidado, haja vista que este é um dos parâmetros mais subjetivos que podem ser obtidos através do ensaio pressiométrico. Isto se deve principalmente aos seguintes fatores:

i) o grau de amolgamento produzido nas paredes da cavidade durante a sua perfuração modificam a forma da curva pressiométrica, principalmente no início do trecho de expansão;

ii) o diâmetro do furo, no caso deste ser muito maior que o diâmetro da sonda; quando isto ocorre, as pressões aplicadas para que a sonda encoste nas paredes do furo serão mais elevadas, e a resistência própria da membrana poderia ser elevada quando comparada com as pequenas pressões necessárias para se atingir σ_{ho} , o que acarretaria erros consideráveis na sua avaliação;

iii) o alívio de tensões que ocorre logo após a abertura da cavidade;

iv) o ensaio normatizado e sob tensão controlada produz poucos pontos do trecho inicial da curva pressiométrica.

Na literatura atual existem vários métodos propostos para a determinação da tensão horizontal total no repouso (σ_{ho}) através de ensaios pressiométricos, contudo a maioria destes são aplicáveis a pressiômetros auto-perfurantes (CAVALCANTE, 1997).

No caso dos pressiômetros de furo prévio destacam-se os seguintes métodos:

i) o método gráfico sugerido por BRANDT (1978); este método consiste em, a partir da curva pressiométrica corrigida, traçar uma reta passando pelo trecho de recompressão (trecho AB da Figura 2.29) e outra passando pelo trecho pseudo-elástico (trecho BC da Figura 2.36). A tensão horizontal no repouso σ_{ho} será a abcissa do ponto de interseção entre as duas retas (Figura 2.32)

ii) o método proposto por BRIAUD (1992); este é análogo ao de BRANDT, ou seja, o mesmo se baseia na determinação do ponto de inflexão do trecho inicial da curva pressiométrica corrigida. Para acentuar mais este ponto o gráfico é plotado em função das deformações relativas $\Delta R/R_0$ e suas correspondentes pressões.

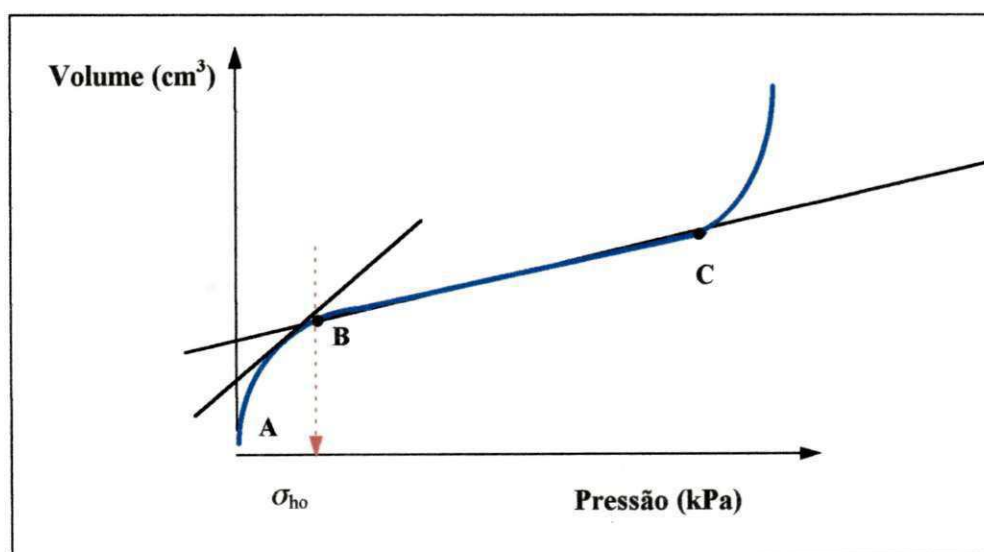


Figura 2.32 - Método gráfico para determinação de σ_{ho} (BRANDT, 1978).

2.1.3.3.7 - Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)

A determinação do coeficiente de empuxo no repouso através do ensaio pressiométrico é bastante subjetiva em virtude desta, estar diretamente relacionada com a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) e, conseqüentemente, ter valores bastante sensíveis às perturbações no furo durante a sua perfuração.

O valor de K_0 é determinado através da seguinte expressão:

$$K_0 = \frac{\sigma_{ho} - u_0}{\sigma_{vo} - u_0} \quad (2.49)$$

sendo:

σ_{ho} - tensão horizontal no repouso

u_0 - poro pressão

σ_{vo} - tensão vertical estimada ao nível da sonda

Os valores de σ_{vo} e u_0 são determinados em função da profundidade do ensaio, do peso específico da camada de solo acima da cota do ensaio e do nível do lençol freático.

Segundo CAPUTO (1983), citado por ALCÂNTARA (1992), experimentalmente o valor do coeficiente de empuxo no repouso pode ser estimado em função do tipo de solo conforme mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Guia para estimativa do coeficiente de empuxo no repouso K_0 (ALCÂNTARA, 1992).

Solo	Coefficiente de empuxo no Repouso (K_0)
Argila	0,70 à 0,75
Areia Solta	0,45 à 0,50
Areia Compacta	0,40 à 0,45

EISESTEIN & MORRISSON (1972), CLARKE (1995) e vários outros autores não recomendam o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso através do ensaio pressiométrico, mesmo para pressiômetros auto-perfurantes.

2.1.3.3.8 - Ângulo de Atrito Interno Efetivo (ϕ')

Segundo BRIAUD (1992), existem vários métodos para a obtenção deste parâmetro em solos arenosos, contudo nenhum deles apresentam resultados satisfatórios. Os métodos para determinação do ângulo de atrito são: o método da pressão limite, o

método da pressão de escoamento, o método de HUGHES-WROTH-WINDLE e o método das correlações empíricas.

Os métodos acima apresentados, segundo BAGUELIN et alii (1978) e CLARKE (1995), são métodos bastante subjetivos e dessa forma não torna uma prática recomendável a obtenção deste parâmetros através de tais procedimentos.

2.1.3.4 - Processos de Identificação do Tipo de Solo

As relações E_0/P_L e E_0/P_L associada a outras características do solo podem indicar a natureza das camadas investigadas (MÉNARD, 1975, BRIAUD et alii, 1983, MEHTA, 1989, BRIAUD, 1992 e CLARKE, 1995. Valores comuns da relação E_0 e de P_L são apresentados na Tabela 2.4, a qual é baseada em investigações feitas até 30 metros de profundidade.

Tabela 2.4 - Valores típicos de E_0 e de P_L para vários tipos de solo (MÉNARD, 1975).

Tipo de Solo	E_0 (kPa)	P_L (kPa)	E_0/P_L
lama/turfa	200-1500	20-150	10
argila mole	500-3000	50-300	10
argila média	3000-8000	300-800	10
argila rija	8000-40000	600-2000	13-20
argila muito rija	5000-60000	600-4000	8-15
areia siltosa fofa	500-2000	100-500	5-4
silte puro	2000-10000	200-1500	10-6,7
areia e pedregulho	8000-40000	1200-5000	6,7-8
areias sedimentares	7500-40000	1000-5000	7,5-8
pedra calcária	80000-20000000	3000- >10000	26,7->2000
aterros jovens	500-5000	50-300	10-16,7
aterros velhos	4000-15000	400-1000	10-15

MÉNARD (1975) recomenda que a identificação do material deve ser acompanhada de um exame visual das amostras de solo no momento da perfuração com o trado. BRIAUD (1992) sugere que a forma da curva pressiométrica pode indicar se o material é argila ou areia, haja vista que a curva fornecida por um ensaio em argila exibe uma ruptura bem pronunciada, enquanto que a areia não apresenta um ponto claro de ruptura, ou seja, neste caso a curva apresenta curvatura suave.

CLARKE (1995), a partir de estudos de BAGUELIN (1982), afirma que o ensaio pressiométrico auto-perfurante possibilita uma boa identificação do tipo de solo, utilizando um coeficiente β , que é função das pressões a 5% e 20% de deformação da cavidade e da pressão horizontal no repouso. Como a metodologia não pode ser aplicada a ensaios de pré-furo, devido a variabilidade do diâmetro do furo causando uma dispersão no coeficiente β , é sugerido também uma classificação baseada na relação E_0/P_L (ver Tabela 2.6).

Tabela 2.5 - Valores típicos de E_0 e P_L' para vários tipos de solo (após Briaud, 1992).

ARGILA					
Tipo	mole	média	dura	muito densa	rija
P_L' (kPa)	0-200	200-400	400-800	800-1.600	>1.600
E_0 (kPa)	0-2500	2.500-5.000	5.000-12.000	12.000-25.000	>25.000
AREIA					
Tipo	fofa	compacta	densa	muito densa	
P_L' (kPa)	0-500	500-15.00	1.500-2.500	> 2.500	
E_0 (kPa)	0-3.500	3.500-12.000	12.000-22.500	>22.500	

Tabela 2.6 - Identificação do tipo de solo (após Clarke, 1995).

Tipo de solo	E_s/P_L
areia muito fofa a fofa	4-7
areia média a densa	7-10
turfa	8-10
argila mole a compacta	8-10
argila rija a muito rija	10-20
loess	12-15
rocha decomposta	8-40

2.2 - Ensaio de Penetração Dinâmica

2.2.1 - Generalidades

O ensaio de penetração dinâmica (*Standard Penetration Test - SPT*), surgiu nos Estados Unidos no final da década de 20 e, no Brasil, foi introduzido pelo Eng. Odair Grillo no final da década de 40. O SPT, como é comumente chamado, atualmente é o ensaio de campo mais difundido no Brasil e um dos mais utilizados no mundo inteiro.

Segundo SANDRONI e BRANDT (1981), o ensaio está consolidado na prática da prospecção geotécnica no Brasil e, assim, é desejável que se comparem as tentativas de aperfeiçoamento das técnicas de prospecção geotécnica com os resultados dos parâmetros obtidos do ensaio SPT.

2.2.2 - Procedimentos de Execução e Interpretação do Ensaio SPT.

O ensaio de penetração dinâmica (SPT) consiste na medição do número de golpes necessários para penetrar 45 cm de um amostrador padrão, submetido a um esforço dinâmico de um martelo de 65 kg, caindo livremente de uma altura de 75 cm. Esta penetração é anotada a cada 15 cm e o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) é tomado como sendo o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do amostrador.

Do ensaio SPT é possível serem retiradas amostras deformadas do solo que permitem a sua classificação tátil-visual, bem como a obtenção do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) das camadas ensaiadas. Este ensaio é, portanto, um eficiente recurso para a etapa de reconhecimento do subsolo. Segundo QUARESMA et alii (1986), o objetivo da realização de uma boa sondagem é: conhecer o tipo de solo (através das amostras coletadas), a resistência à penetração e o nível d'água.

O índice de resistência a penetração (N_{SPT}) foi utilizado inicialmente como um indicativo das condições de resistência e consistência de um depósito de solo e, só posteriormente, é que foi utilizado em projetos de fundações, via correlações empíricas. É importante ser ressaltado que o ensaio de penetração dinâmica (SPT), não possui um embasamento teórico, uma vez que é muito difícil equacionar satisfatoriamente as tensões e deformações impostas ao solo durante a penetração do amostrador.

2.2.3 - Eficiência do Ensaio SPT.

A eficiência do ensaio SPT refere-se à quantidade de energia aplicada às hastes e transferida ao solo, e é um dos fatores que afetam diretamente os valores do índice de resistência à penetração. Para um determinado solo, quanto menor a eficiência do ensaio, maior será o N_{SPT} .

Recomenda-se que antes da utilização dos valores do N_{SPT} , deve-se procurar saber qual é a eficiência do ensaio e proceder os ajustes necessários. Segundo a norma brasileira NBR 6484, a eficiência de um ensaio de penetração dinâmica, deve estar, em torno, de 72 %.

2.2.4 - Fatores que Influenciam os Resultados do Ensaio SPT.

Os resultados do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), podem ser influenciados por diversos fatores "alheios" às características e ao estado do solo. Esses fatores podem ser ocasionados por falhas relacionadas aos equipamentos utilizados, pelos procedimentos de execução do ensaio, ou mesmo, por falhas humanas.

Os principais fatores influentes relacionados aos equipamentos utilizados são as dimensões do amostrador e o atrito nas hastes. Segundo SOARES (1987), o comprimento das hastes deve ser levado em consideração durante o cálculo de N_{SPT} , uma vez que existem perdas de energia durante a transmissão do impacto do martelo entre as extremidades das hastes com comprimento (L) maior que 20 m e, dessa forma, cita a equação proposta por UTO e FUYUKI (1981) para a correção do índice da resistência à penetração.

Considerando L como sendo o comprimento da haste, N_m , o índice de resistência à penetração medido e N_c , como sendo o índice de resistência corrigido, UTO e FUYUKI (1981), segundo SOARES (1987), propõem a seguinte expressão:

$$N_c = N_m \cdot (1,06 - 0,03 \cdot L) \quad 2.50$$

Ainda segundo SOARES (1987), as hastes com comprimentos menores que 10 metros, devem ser corrigidas através dos fatores de correção da Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao comprimento das hastes (SOARES,1987).

Comprimento das Hastes (m)	Fator de Correção
> 10	1,00
6-10	0,95
4-6	0,85
2-4	0,75

Outros cuidados que se devem ter com relação aos equipamentos que ajudam a manter uma boa eficiência para o ensaio são: conservar a verticalidade das hastes, utilização sempre de coxins novos e de madeira dura, utilização de cordas com diâmetro adequado ao diâmetro da roldana, para que o atrito possa ser reduzido, e não utilização de amostradores quebrados ou defeituosos.

Com relação aos principais fatores ligados aos procedimentos de ensaio, os que mais poderão influenciar nos resultados são: furos de sondagem descalibrados e excesso

de lavagem. Segundo SOARES (1987), furos com diâmetro muito grande promovem, principalmente em solos arenosos, alívio de tensões no fundo do furo, diminuindo assim a resistência e a penetração, com isso os fatores de correção, apresentados na Tabela 2.8, devem ser utilizados para que este efeito possa ser minimizado.

Tabela 2.8 - Fatores de correção para o N_{SPT} , devido ao diâmetro do furo (SOARES,1987).

Diâmetro de Perfuração (mm)	Fator de Correção
65-115	1,00
150	1,05
200	1,15

No caso dos fatores de natureza humana que influenciam os resultados do N_{SPT} , destacam-se: o erro na contagem do número de golpes, erro na medição do trecho penetrado, erro na elevação do martelo, diminuição na velocidade por prender o cabo de sustentação. Todos esses fatores, entretanto, podem ser minimizados, se nos ensaios forem utilizadas equipes experientes, devidamente capacitadas para este tipo de trabalho.

2.2.5 - Correlações Práticas.

Os valores do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), devido a sua grande difusão, são utilizados em correlações empíricas com outros parâmetros geotécnicos e/ou condições do solo, que possuem grande aplicabilidade prática. Algumas dessas correlações estão apresentadas a seguir.

2.2.5.1 - Densidade das Areias (I_D)

Os valores do N_{SPT} podem ser correlacionados com a densidade das areias (I_D), através dos valores sugeridos por SKEMPTON (1986) e mostrados na Tabela 2.9. Esta correlação baseia-se na medida da densidade do solo através de ensaios laboratoriais e, neste caso, as areias são consideradas naturais, normalmente adensadas e o N_{SPT} corrigido para um ensaio com eficiência de 60 %, ou seja, o $(N_1)_{60}$.

Tabela 2.9 - Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e a densidade das areias, I_D (%) (SKEMPTON, 1986).

I_D (%)	$(N_1)_{60}$	COMPACIDADE
0-15	0-3	MUITO FOFA
15-35	3-8	FOFA
35-65	8-25	MÉDIA
65-85	25-42	COMPACTA
85-100	42-58	MUITO COMPACTA

2.2.5.2 - Ângulo de Atrito Interno das Areias (ϕ)

Esta correlação é sugerida por DÉCOURT (1991), através de uma reinterpretação dos trabalhos de De MELLO (1967), com relação aos trabalhos de GIBBS e HOLTZ (1957). Os valores do ângulo de atrito interno das areias (ϕ) e do índice de resistência à penetração (N_{SPT})⁶, estão apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Valores para a correlação entre o índice de resistência a penetração N_{SPT} , e o ângulo de atrito interno das areias (ϕ) (DÉCOURT, 1991).

N_{SPT}	7,7	9,1	10,8	12,7	14,9	17,3	20	23,3	27	31,2	36,2	42	48,7	56,8
ϕ (°)	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43

2.2.5.3 - Módulo de Deformação (E_{SPT}).

Esta correlação foi sugerida por DÉCOURT (1991), e leva em consideração que as sapatas serão rígidas e o nível de recalque não ultrapassará 1 %. Os valores do módulo de deformação (E_{SPT}), obtidos através do índice de resistência a penetração (N_{SPT}), estão apresentados na Tabela 2.11.

⁶ Os valores do índice de resistência a penetração foram convertidos do N_{60} para o N_{SPT} , através do fator multiplicativo 1,20.

Tabela 2.11 - Valores do E_{SPT} em função do N_{SPT} (DÉCOURT, 1991).

Tipo de Solo	E_{SPT} (MPa)
Areias	$2,5 \cdot N_{SPT}$
Solos Intermediários	$3,0 \cdot N_{SPT}$
Argilas	$3,5 \cdot N_{SPT}$

2.2.5.4 - Tensão de Ruptura em Fundações Diretas para Areias (q_p).

Este é o parâmetro mais importante para a elaboração e cálculo de projetos de fundações. As correlações mais usuais entre a tensão de ruptura do solo e o índice de resistência à penetração são as sugeridas por DÉCOURT (1995) e a apresentada por TERZAGHI e PECK (1987). Estas correlações, entretanto, são bastante divergentes.

Segundo DÉCOURT (1995), a tensão convencional de ruptura de uma fundação quadrada, rasa, em areia, pode ser expressa pelas Equações 2.51 e 2.52.

$$q_p = 95 \cdot N_{60} \quad (2.51)$$

$$q_p = 115 \cdot N_{72} \quad (2.52)$$

SENDO:

q_p - tensão de ruptura de fundações diretas;

N_{72} - N_{SPT} medido em um ensaio com eficiência de 72 %;

N_{60} - N_{SPT} medido em um ensaio com eficiência de 60 %.

A Expressão 2.53, sugerida por TERZAGHI e PECK (1987), indica valores da tensão de ruptura do solo bem mais baixos do que os valores obtidos através das expressões sugeridas por DECOURT (1995).

$$q_p = 50 \cdot N_{60} \quad (2.53)$$

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

3.1 - Introdução

Este capítulo visa relatar, de forma sintética, o trabalho realizado em campo. O desenvolvimento de campo da presente pesquisa consistiu na escolha das características e da localização dos campos experimentais, locação e tipos de ensaios “in situ” executados, bem como, dos equipamentos e metodologias utilizadas.

3.2 - Localização das Áreas de Pesquisa

A presente pesquisa utilizou como campos experimentais cinco (05) terrenos situados em áreas urbanas; sendo que três (03) destes localizados na praia de Intermares no município de Cabedelo-PB, um na praia de Tambaú e o outro no bairro de Água Fria, sendo estes dois últimos, localizados no município de João Pessoa-PB.

O campo experimental **CE-1**, de acordo com a Figura 3.1 é um terreno situado na praia de Intermares, lotes 01 e 02 da Quadra 79, no cruzamento entre as Avenidas 06 e 15 e a rua secundária 44. Atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício “Príncipe de Missenas”. A locação dos ensaios pressiométricos e do SPT são mostradas na Figura 3.2.

O campo experimental **CE-2**, de acordo com a Figura 3.3, é um terreno situado na praia de Intermares, lote 02 da quadra 37, no cruzamento entre as ruas 8 e a secundária da área verde 21 e, atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício “Shambala”. A locação dos ensaios pressiométricos e do SPT e a do perfil geotécnico do terreno é mostrada na Figura 3.4 .

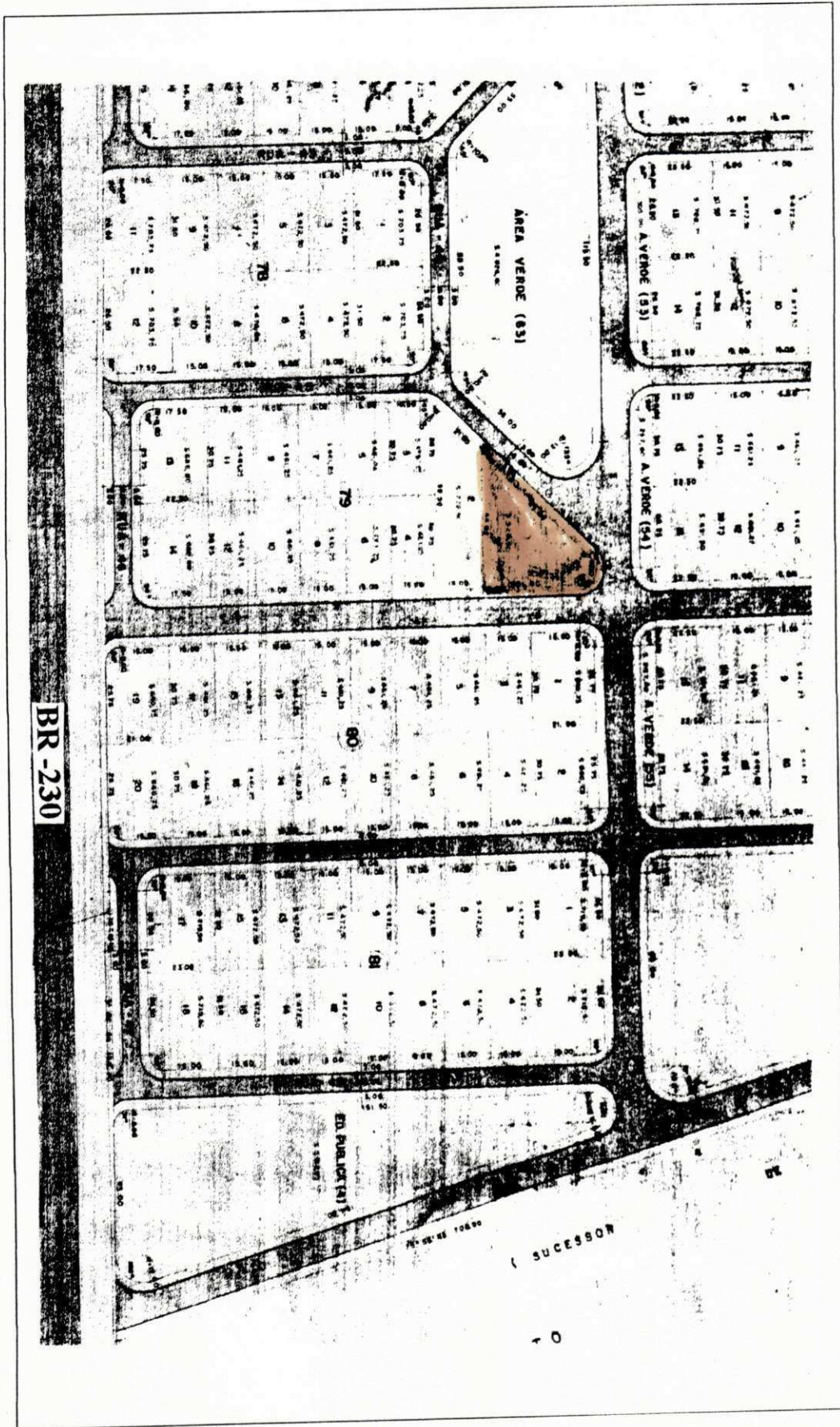


Figura 3.1 - Planta de Situação do campo experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.

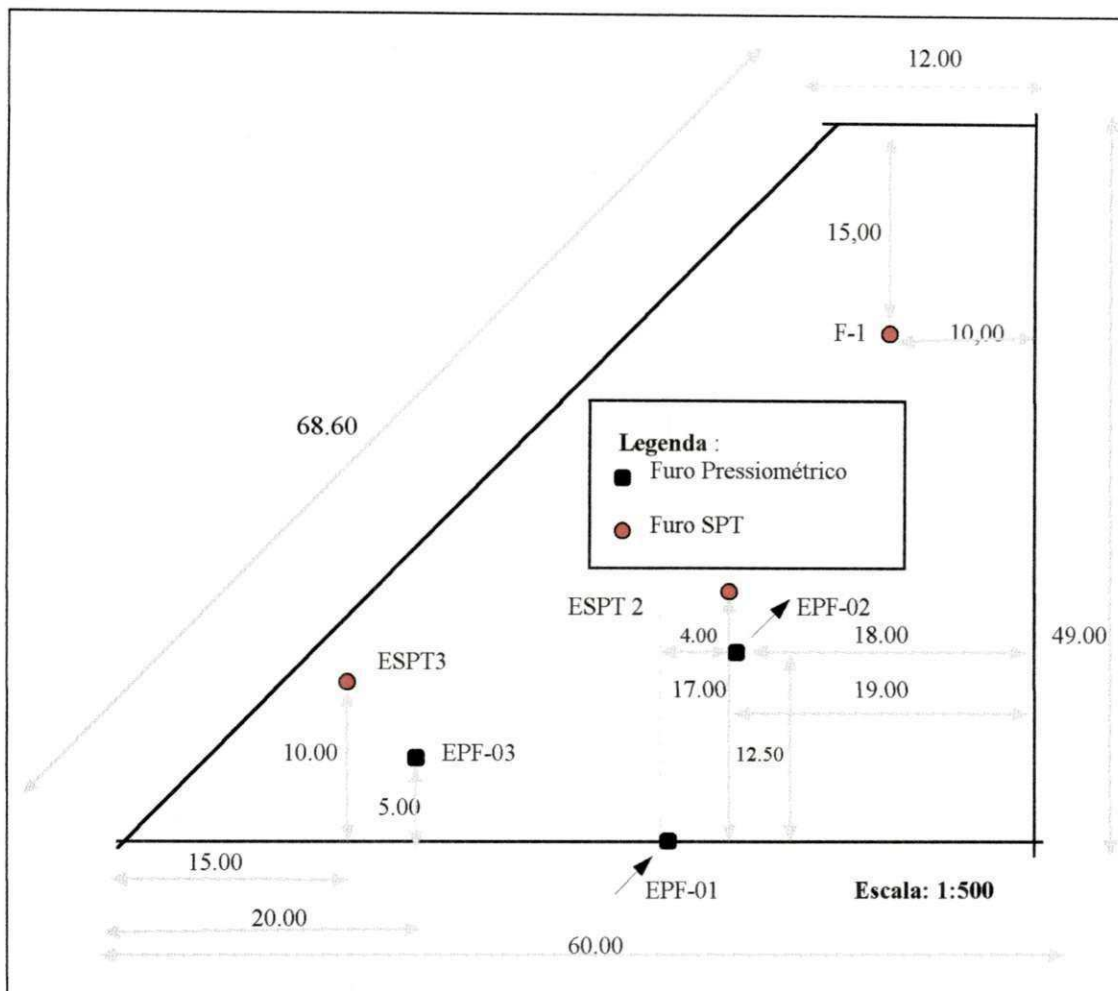


Figura 3.2 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico do Campo Experimental CE-1 - Edf. Príncipe de Missenas.

O campo experimental **CE-3**, de acordo com a Figura 3.5, é um terreno situado na praia de Tambaú, no cruzamento das Ruas José Augusto Trindade e Monteiro Lobato, atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício “Ana Emilia”. A localização dos ensaios pressiométricos e do SPT é mostrada na Figura 3.6.

O campo experimental **CE-4**, de acordo com a Figura 3.7, é um terreno situado no bairro de Água Fria, mais precisamente na rua Ivanise Lopes Jordão, no loteamento Walfredes Pereira. Neste terreno está previsto a construção de um edifício residencial. A localização dos ensaios pressiométricos e do SPT são mostradas na Figura 3.8.

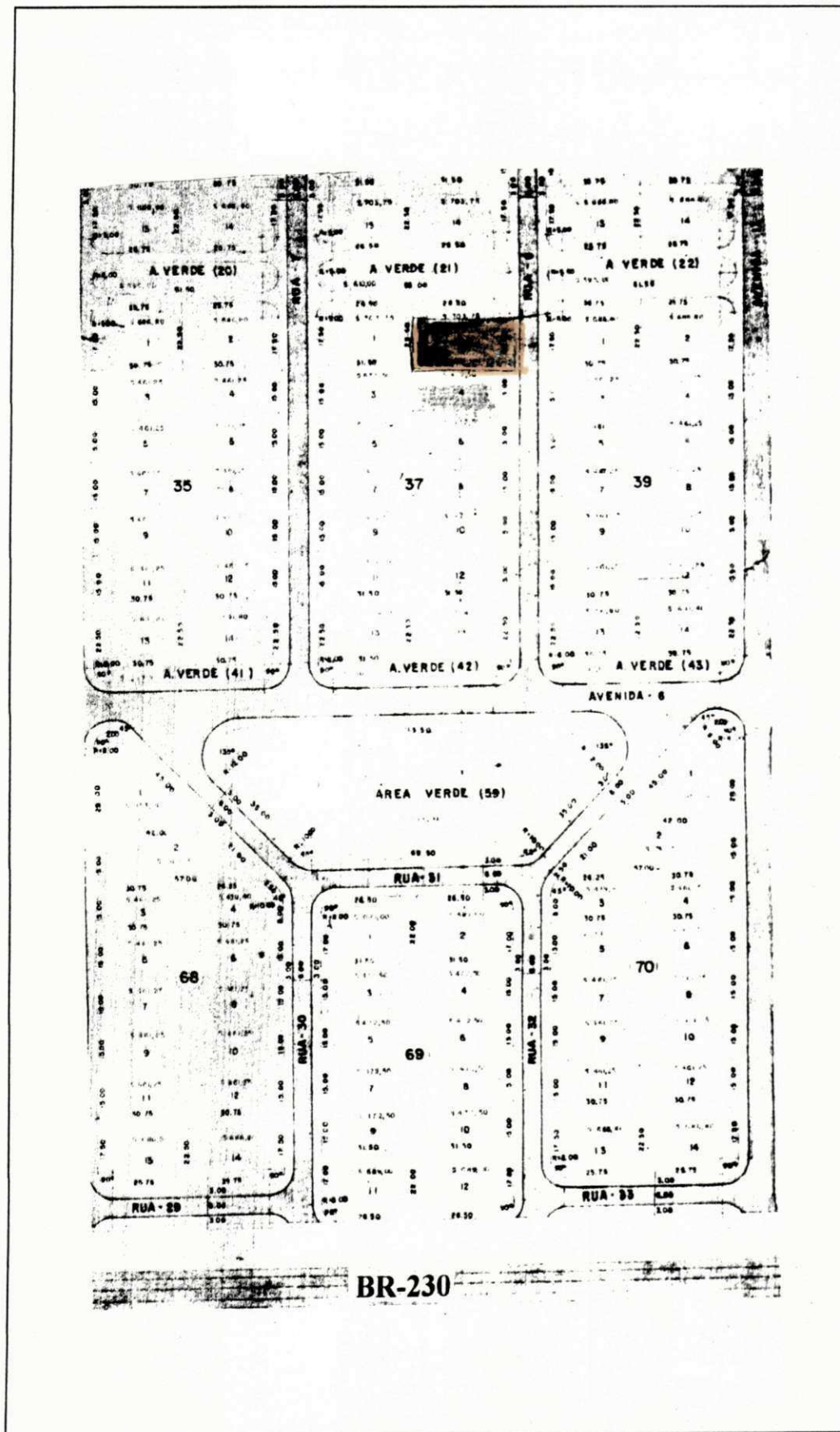


Figura 3.3 - Planta de Situação do Campo Experimental CE-2 - Edif. "Shambala".

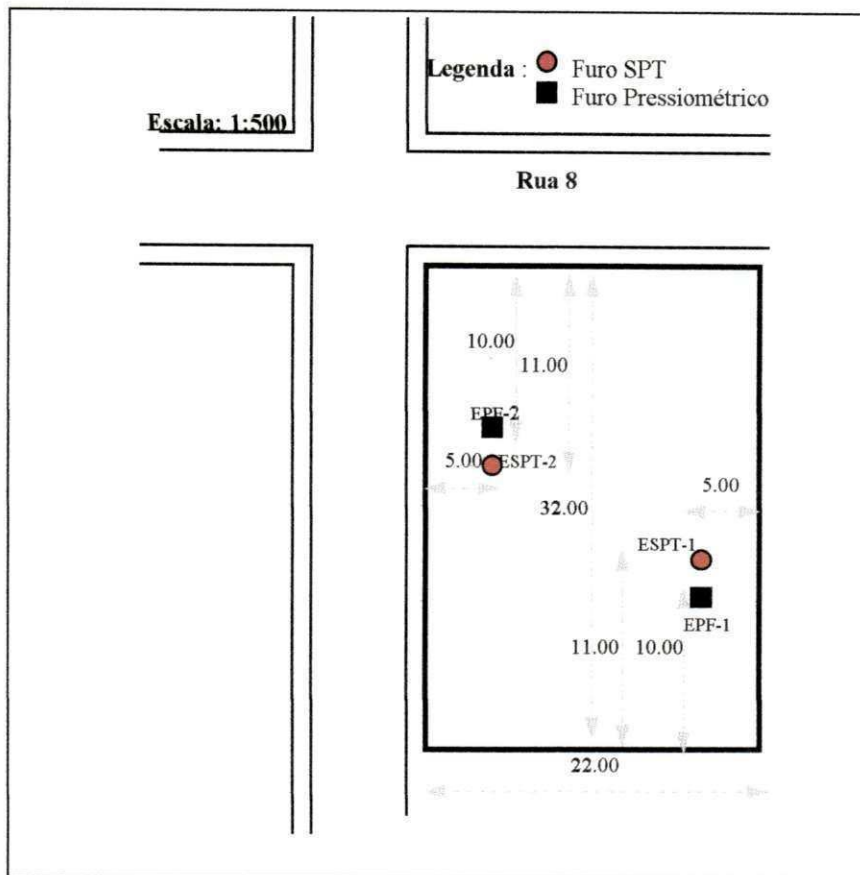


Figura 3.4 - Planta de localização dos furos dos Ensaio SPT e Pressiométrico, no Campo Experimental CE-2 - Edif. "Shambala".

O campo experimental CE-5, de acordo com a Figura 3.9, é um terreno situado na praia de Intermares, lote 01 da quadra 75, no cruzamento das ruas 38 e 39. Atualmente sobre o mesmo está sendo construído o Edifício "Estrela de Intermares". A localização dos ensaios pressiométricos e do SPT são mostradas na Figura 3.10.

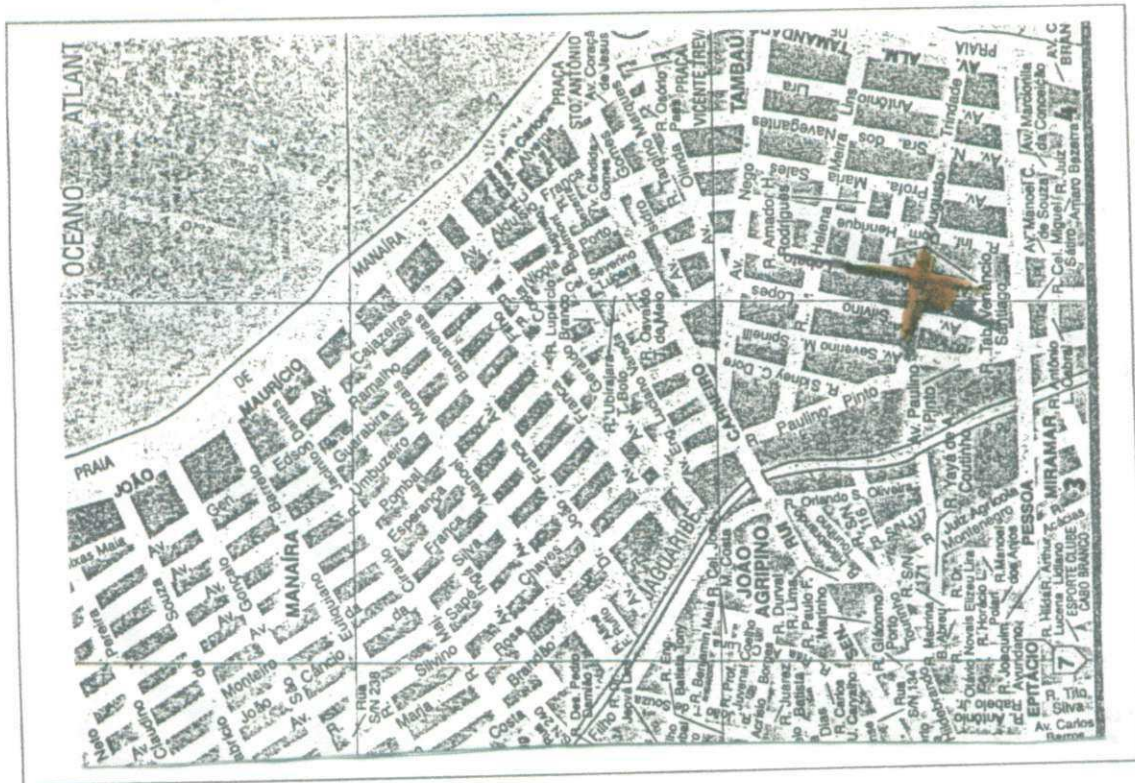


Figura 3.5 - Planta de Situação do Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emilia.

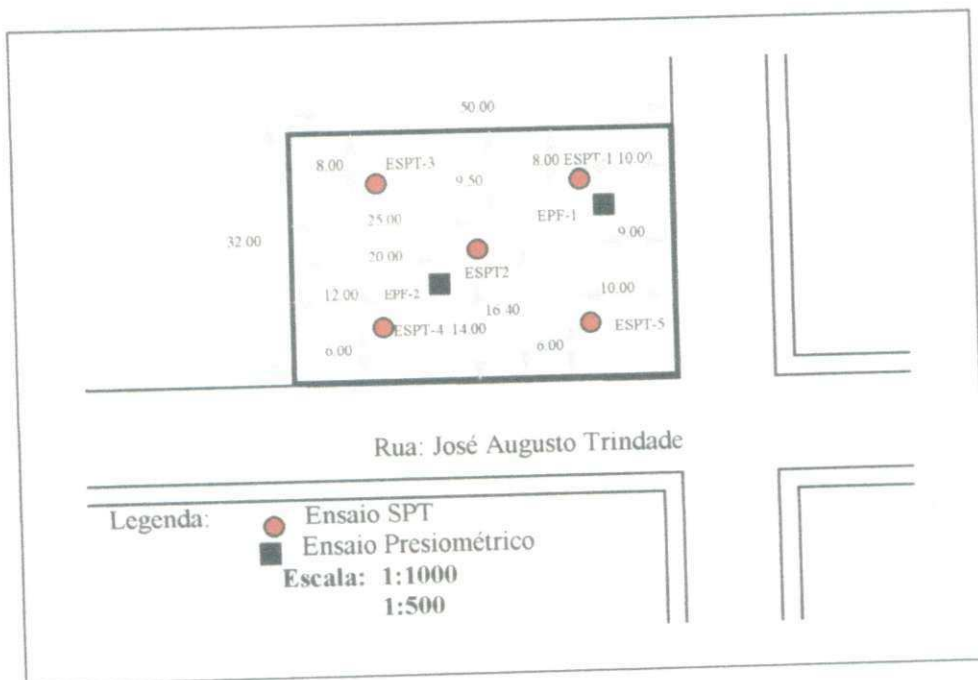


Figura 3.6 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico, no Campo Experimental CE-3 - Edf. Ana Emilia.

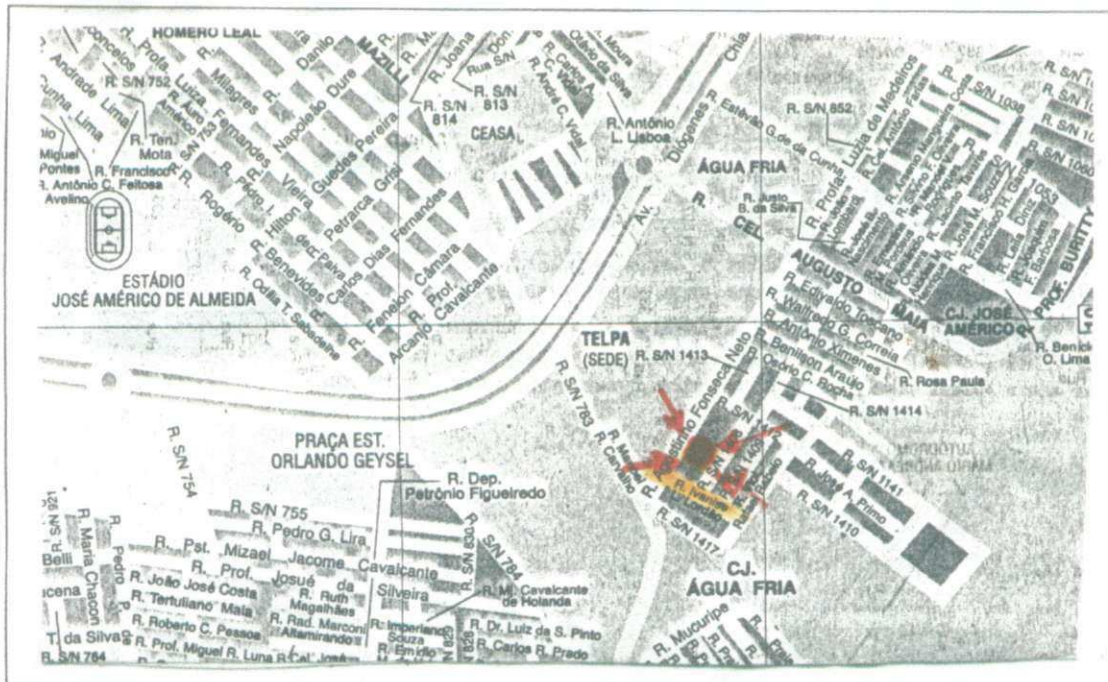


Figura 3.7 - Planta de situação do campo experimental CE-4.

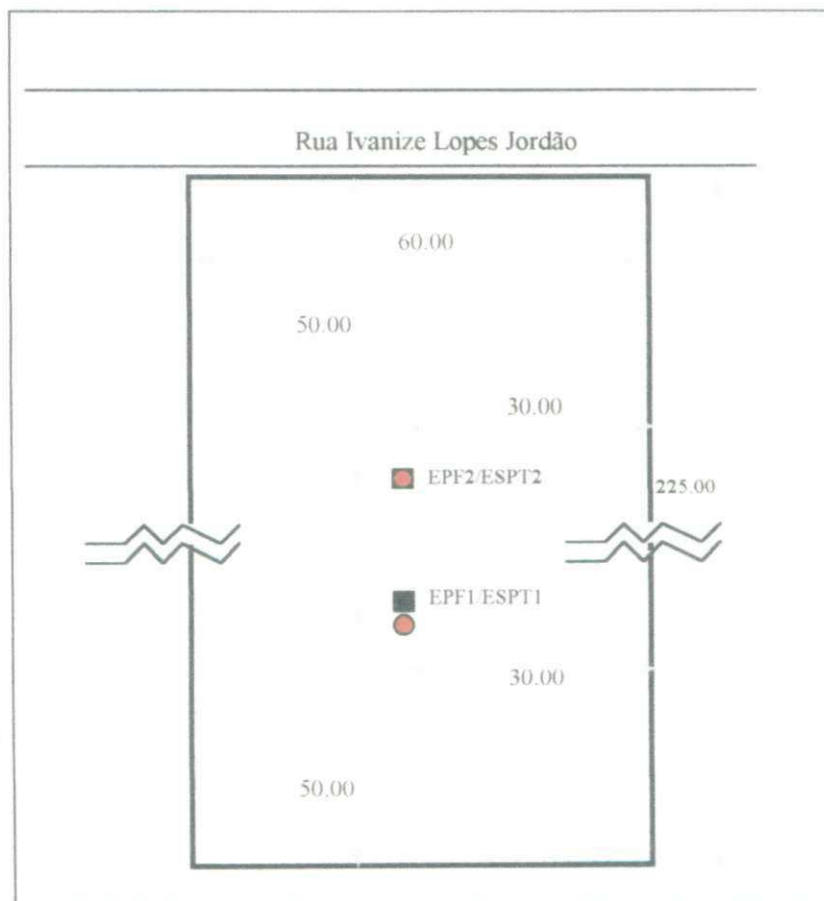


Figura 3.8 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico do Campo Experimental CE-4.

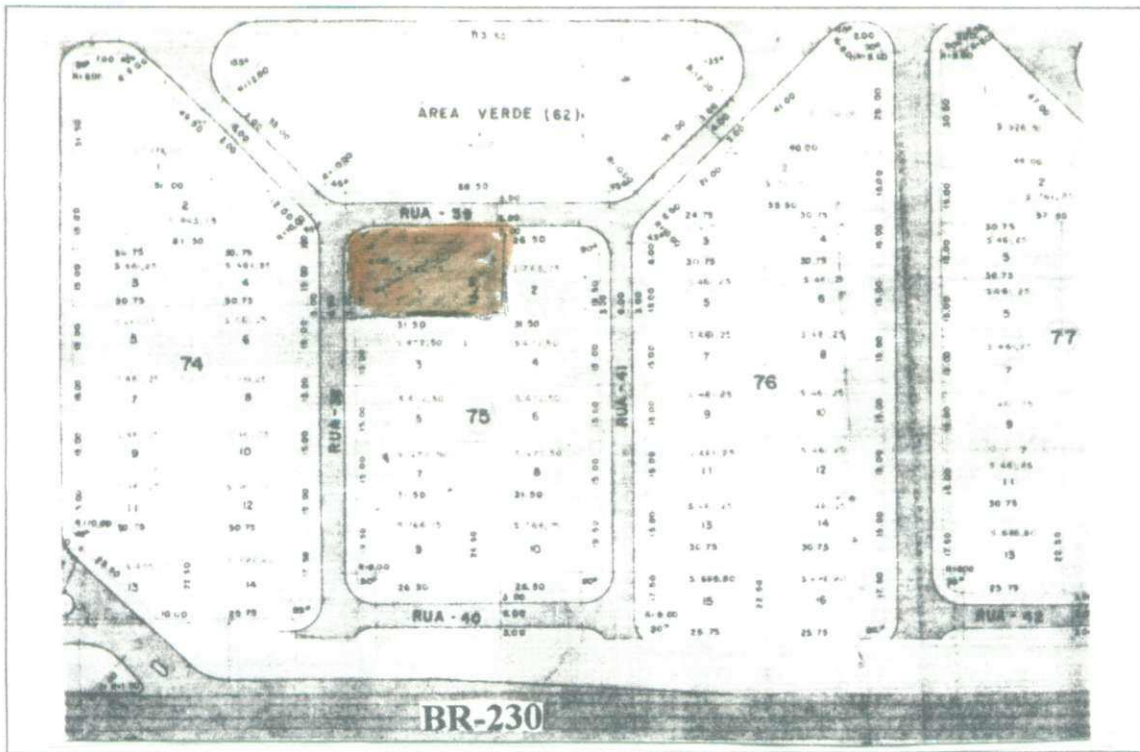


Figura 3.9 - Planta de situação do campo experimental CE-5 - Edf. "Estrela de Intermares".

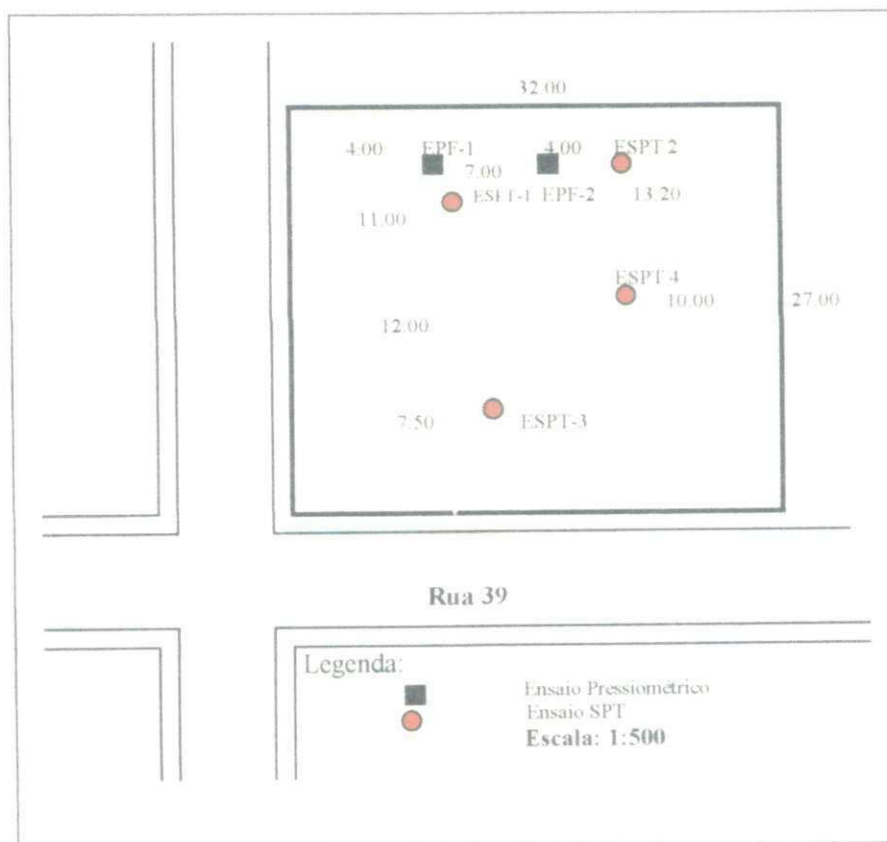


Figura 3.10 - Planta de localização dos furos dos Ensaios SPT e Pressiométrico do Campo Experimental CE-5 Edf. "Estrela de Intermares".

Os principais motivos que levaram à escolha dos campos experimentais **CE-1**, **CE-2**, **CE-3** e **CE-5** foram: a localização destes campos em áreas urbanas próximas ao mar, uma vez que esta condição possibilitaria um melhor estudo dos parâmetros geotécnicos nos solos granulares; e às condições oferecidas pelas construtoras proprietárias dos terrenos juntamente com a empresa consultora ATECEL, as quais viabilizaram todas as condições para que os ensaios fossem realizados de maneira satisfatória.

O campo experimental **CE-4** foi escolhido principalmente em virtude de ser um terreno situado na periferia da cidade de João Pessoa que apresentava características semelhantes a de diversas outras áreas urbanas. Este fator, dessa forma, poderá permitir a extrapolação de alguns dos resultados para estas áreas ou pelo menos servir de um referencial indicativo.

Tabela 3.1 - Resumo dos campos experimentais usados na pesquisa.

CAMPO EXPERIMENTAL	LOCAL
CE-1	Edf. "Príncipe de Missenas"
CE-2	Edf. "Shambala"
CE-3	Edf. "Ana Emília"
CE-4	Terreno da Construtora ECISA
CE-5	Edf. "Estrela de Intermares"

3.3 - Aspectos Geológicos dos campos experimentais.

De acordo com os dados do Ministério da Agricultura (1972), a área litorânea⁷ onde estão inseridos os campos experimentais da presente pesquisa, é composta por sedimentos recentes, do período holoceno da era quaternária. Estes sedimentos se caracterizam como sendo materiais inconsolidados constituídos por areias, argilas e depósitos marinhos sobrepostos.

⁷ A área litorânea, segundo o Ministério da Agricultura, compreende as praias, restingas, manguezais e aluviões.

As praias se apresentam como uma estreita faixa, onde o relevo da baixada litorânea sendo distribuído em faixas limitadas por barreiras que, muitas vezes, entram em contato com o mar. Elas são constituídas de sedimentos não consolidados de areia quartzosa marinha.

Segundo informações do IBGE (1977), sobre o litoral nordestino e sua formação, observa-se que: “ embora, no presente, a mobilidade de areias seja grande nos litorais tropicais, capaz de construir os extensos cordões arenosos, o material que os constitui não seria atual, pois estaria relacionado à condições paleoclimáticas. Sua origem teria que ser buscada nos latossolos desenvolvidos sobre a plataforma continental durante a regressão Pré-Flandriana; afogados pela transgressão Flandriana” e, assim, constituindo-se “no material necessário para a formação dos grandes cordões litorâneos, remanescentes do período Dunquerquiano”.

De acordo com a descrição pedológica desta região litorânea, os sedimentos que dão origem aos solos são: areias quartzosas marinhas distróficas e eutróficas, os quais se constituem em solos muito profundos, de baixa fertilidade e excessivamente drenados, podendo apresentar também sérios problemas de erosão nas áreas expostas à ação dos ventos

Na região compreendida entre as praias de Intermares e de Tambaú, observou-se, através dos estudos de sondagem⁸, que, de uma forma geral, as estratificações apresentavam as camadas mais superficiais (Em torno de 6 à 7 metros), constituídas de camadas alternadas de areia fofa e compacta. Esta alternância de camadas, é, possivelmente, devido a diferentes mecanismos de acumulação, em geral a transgressão do mar, promovendo a decantação e a regressão promovendo a deposição pelas ondas. As camadas mais profundas (a partir de 7 metros), apresentam-se também, em alguns casos, constituídas de argilas e siltes arenosos de cor acinzentada; provavelmente, isto decorre, devido a existência de matéria orgânica, sob forma de ácidos solvidos na intersticial juntamente com a deposição de outros sedimentos não consolidados.

⁸ A descrição detalhada dos perfis geotécnicos estão contidas no Capítulo 4.

3.4 - Ensaaios “In Situ” Realizados

O conjunto de ensaios de campo consistiram na realização de uma série de ensaios SPT e pressiométricos, com a utilização de um pressiômetro Ménard. Inicialmente foram realizados os ensaios SPT e posteriormente os pressiométricos.

O número de ensaios assim como a profundidade dos mesmos, foram estabelecidos em função dos seguintes fatores: a) do tempo de disponibilidade da equipe de sondagem e dos equipamentos, uma vez que antes da realização dos respectivos ensaios, já estavam agendados vários outros ensaios de sondagens e pressiométricos em várias outras áreas alheias às da pesquisa; b) limites de profundidade dentro da faixa do subsolo que poderá sofrer algum tipo de influência decorrente do assentamento de fundações superficiais, sendo este terreno, com ou sem melhoramento de solo.

3.4.1 - Ensaios de Penetração Dinâmica (SPT)

3.4.1.1 - Equipamento Utilizado

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de penetração dinâmica foi condizente com as recomendações da NBR - 6484. Trata-se de um sistema de cravação manual conforme é mostrado na Figura 3.16., com barrilete amostrador do tipo padronizado com diâmetro interno de 34,90 mm e externo de 50,80 mm, hastes metálicas padronizadas, martelo com peso de 65 kg e altura de queda de 75 cm.

3.4.1.2 - Execução dos ensaios

Os ensaios de penetração, num total de sessenta (60), foram realizados em concordância com as recomendações da NBR-6484, através do método de “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”. Os referidos ensaios foram realizados com circulação de água e com o uso de tubos de revestimento. Dos mesmos foram obtidos uma classificação táctil visual e o índice de resistência à penetração para cada profundidade ensaiada.

A profundidade adotada para os ensaios ficou em torno de 8 metros, uma vez que a mesma é suficiente para uma avaliação das condições geotécnicas dos solos estudados para fins de fundações superficiais neste tipo de obra; tendo estas, passado por processos de melhoramentos do solo ou não.

3.4.1.3 - Interpretação dos Resultados

A partir do exame táctil visual das amostras colhidas no amostrador, foi traçado o perfil geotécnico de cada furo realizado e, de posse do número de golpes para penetração dos trinta centímetros (30 cm) finais de cada profundidade ensaiada, determinou-se o índice de resistência à penetração (N_{SPT}).

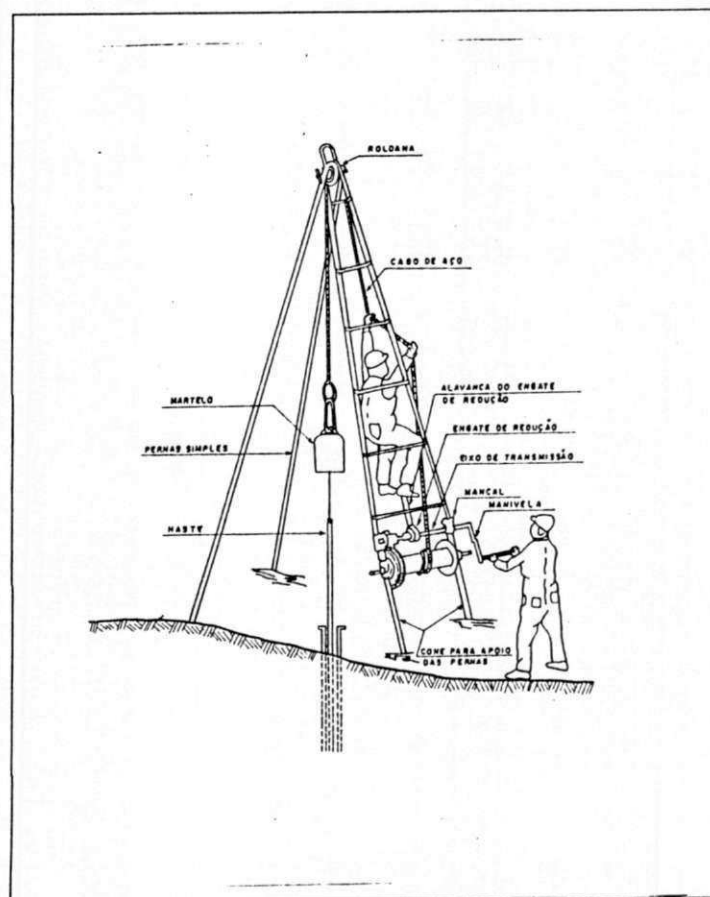


Figura 3.11 - Equipamento de sondagem à percussão (ALCÂNTARA, 1992).

3.4.2 - Ensaio Pressiométricos

3.4.2.1 - Equipamento Utilizado

Utilizou-se para a realização dos ensaios pressiométricos da presente pesquisa, o pressiômetro tipo Ménard modelo GC, fabricado e comercializado pela “APAGEO”, empresa francesa especializada em equipamentos geotécnicos. Este equipamento, de acordo com a Figura 3.12 é constituído, de uma maneira geral, de : a) uma unidade de controle simultâneo de pressão e volume, chamada de CPV; b) uma fonte de pressão, abastecida de Nitrogênio; c) uma sonda pressiométrica e d) um sistema de tubulações que conecta a sonda e a fonte de pressão à CPV (Figura 3.12).

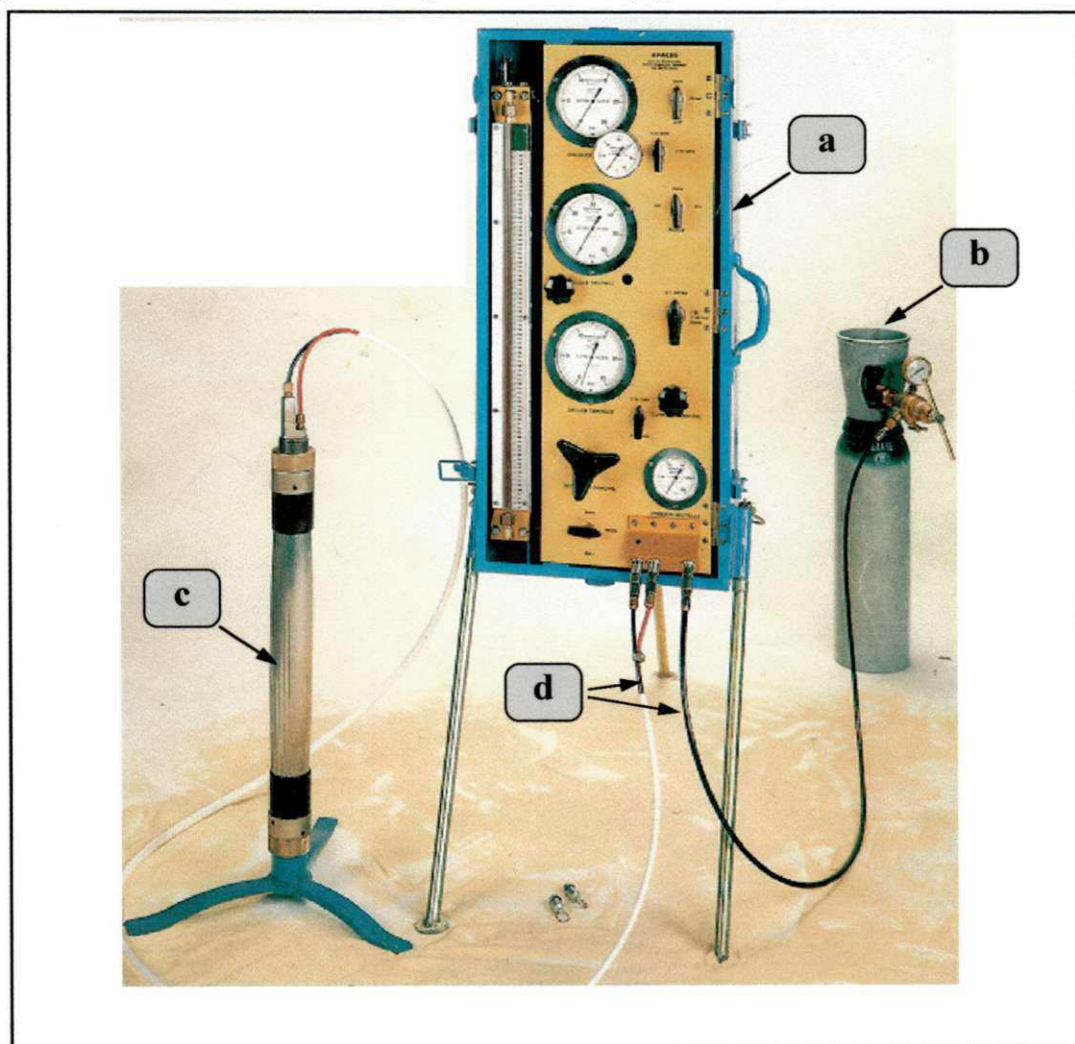


Figura 3.12 - Descrição detalhada do pressiômetro Ménard GC.

Segundo a Norma Francesa NF P94-110 (1991), a CPV é a unidade que deverá controlar a dilatação da sonda e medir, em função do tempo, as pressões do líquido incompressível utilizado (água deaerada) e do gás, assim que qualquer volume seja injetado na sonda. A Figura 3.13 mostra uma esquematização detalhada da CPV.

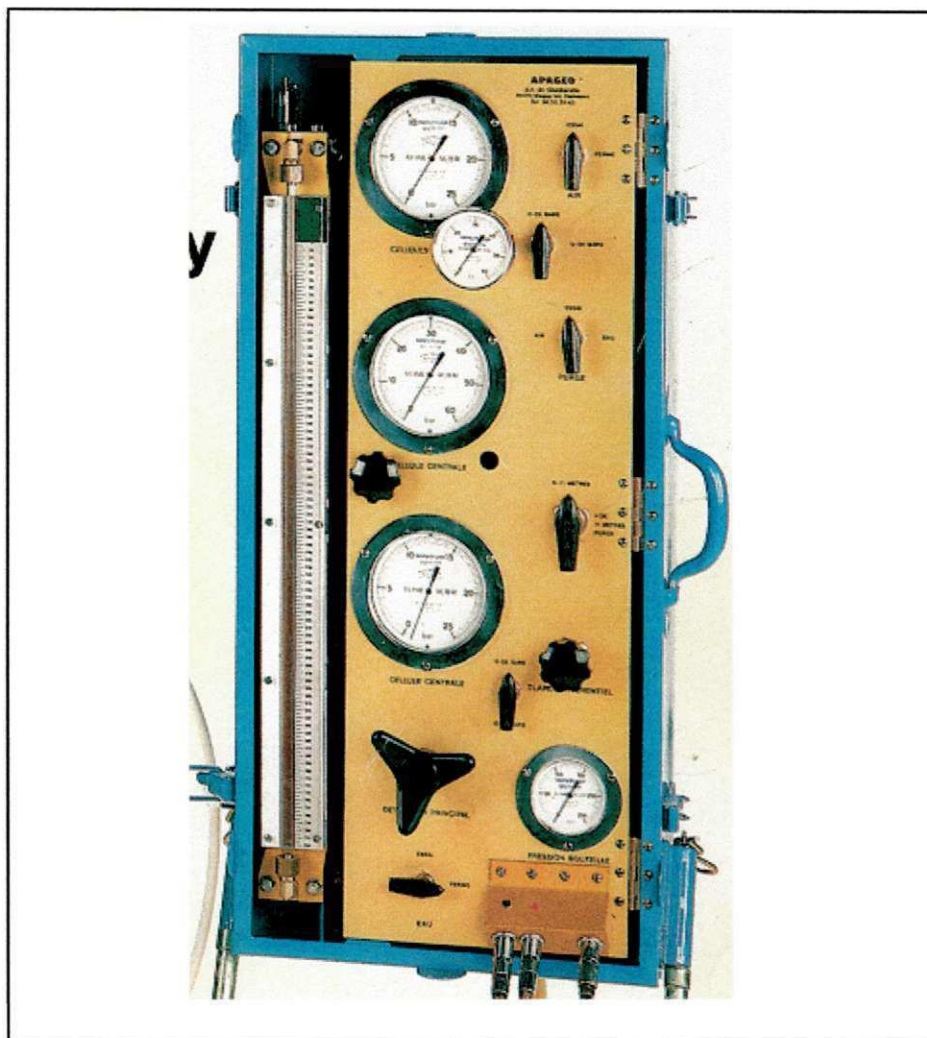


Figura 3.13 - Detalhe da Unidade de controle de Pressão e de Volume (CPV).

A sonda utilizada no programa de ensaios foi a correspondente ao tipo BX com revestimento de borracha, de comprimento $L_s = 50$ cm e diâmetro $D_s = 6$ cm, o que lhe conferiu uma relação comprimento diâmetro de $L/D = 7,50$. Esta sonda é composta basicamente por três células coaxiais de seção circular e por um tubo metálico oco de forma cilíndrica (Figura 3.13). As células compreendem uma célula central de medição capaz de se deformar radialmente sob a ação de água deaerada, aplicando uma pressão

uniforme no solo e duas células de guarda situadas nas extremidades da sonda, cuja finalidade básica é a de pobilitar ao solo mesmas deformações da célula central.

O tubo metálico oco, comumente chamado de “corpo da sonda”, serve de suporte para a membrana da célula e para o revestimento de borracha que recobre a sonda. Nele são encontrados também, um botão de descarga na parte inferior, que serve para a limpeza do sistema e pequenos orifícios que servem para transmitir água à célula central e gás às células guarda.

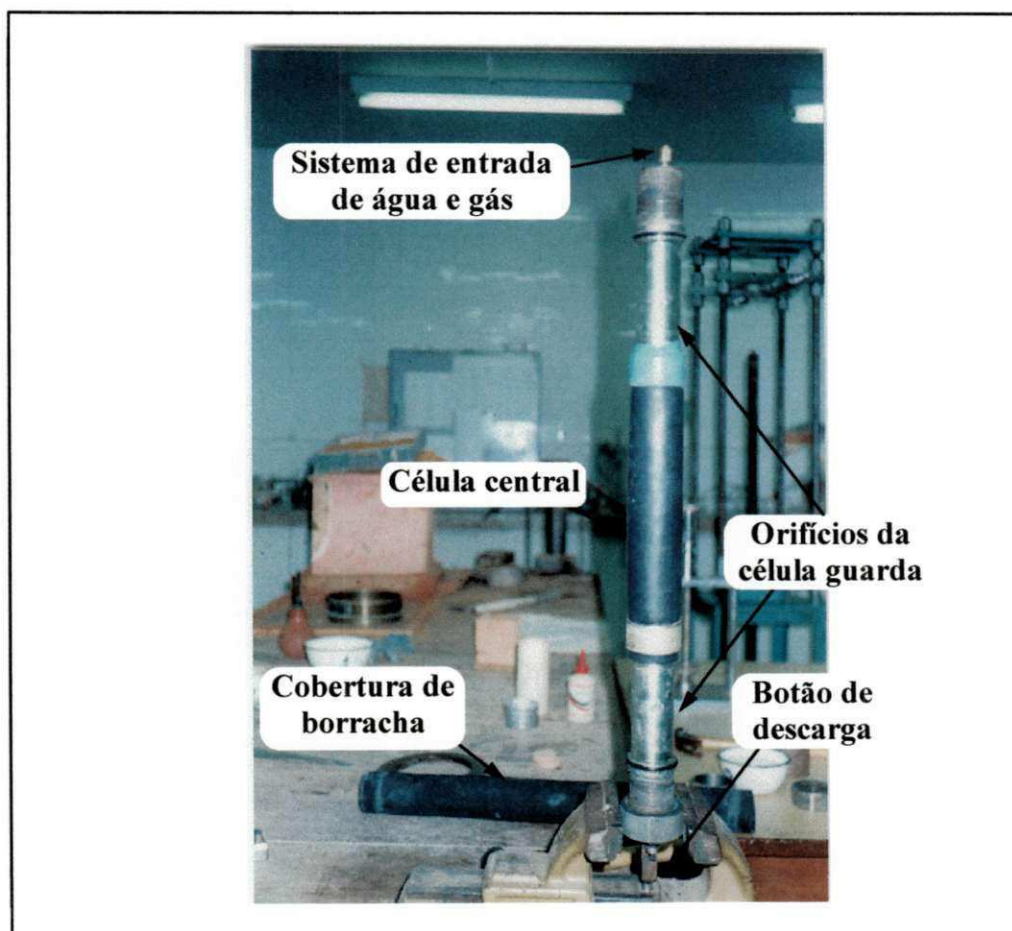


Figura 3.14 - Descrição da sonda pressiométrica utilizada durante à realização dos ensaios

3.4.2.2 - Preparação do Pressiômetro

O “Manual de Operações do Pressiômetro Ménard” e as Normas ASTM-D4719 (1980) e NF P94-110 (1991), recomendam que, antes de se executar qualquer ensaio,

o pressiômetro deverá passar por uma série de procedimentos de preparação, os quais resumidamente são:

I) Montagem do Equipamento: este procedimento é feito através da conexão do sistema de tubulações às demais partes do pressiômetro, e desta forma permitir que a fonte de pressão abasteça de gás a CPV e esta, por sua vez, abasteça a sonda com água e gás. É importante ressaltar que a CPV e a fonte de pressão sempre deverão estar posicionadas de maneira adequada, na superfície do solo, para que qualquer tipo de operação no equipamento possa ser efetuado sem problemas;

II) Saturação do Sistema: O volumímetro, as tubulações de passagem de água e a sonda deverão ser abastecidos com água até a saturação total do sistema, de modo a permitir a verificação de possíveis vazamentos e a presença de bolhas de ar. Caso sejam constatadas a presença de bolhas de ar, o sistema deverá ser esvaziado até que o problema seja solucionado e, em seguida, o procedimento acima descrito é repetido;

III) Execução dos Ensaios de Calibração: deverão ser executados ensaios de calibração para a verificação da resistência da membrana da célula central, verificação da compressibilidade do sistema (perda de volume) e verificação da perda de pressão, conforme Item 2.3.2.1.

Na presente pesquisa realizou-se inicialmente o ensaio de verificação da resistência da membrana (p_m), o qual consistiu na colocação da sonda ao ar livre e, no mesmo nível do centro do medidor de pressão. Em seguida, aplicou-se a cada 60 segundos incrementos iguais de 10 kPa e efetuou-se a leitura da variação de volume para cada pressão aplicada.

Os resultados obtidos são apresentados em um gráfico pressão versus volume e segundo as Normas ASTM-D4719 (1980), NF P94-110 (1991) e BRIAUD (1992); a resistência da membrana (p_m) é o valor da pressão aplicada correspondente a um volume $V_s = 600 \text{ cm}^3$. Como se pode observar através da Figura 3.15, a resistência obtida para a membrana da célula central foi $p_m = 50 \text{ kPa}$. Deve-se ressaltar que este ensaio deverá ser realizado sem o revestimento de borracha que recobre toda a sonda e após a realização

de no mínimo três (3) expansões prévias da membrana da célula central para que esta seja exercitada previamente evitando assim algum tipo de influência nos resultados, principalmente quando houver uma grande número de ensaios consecutivos.

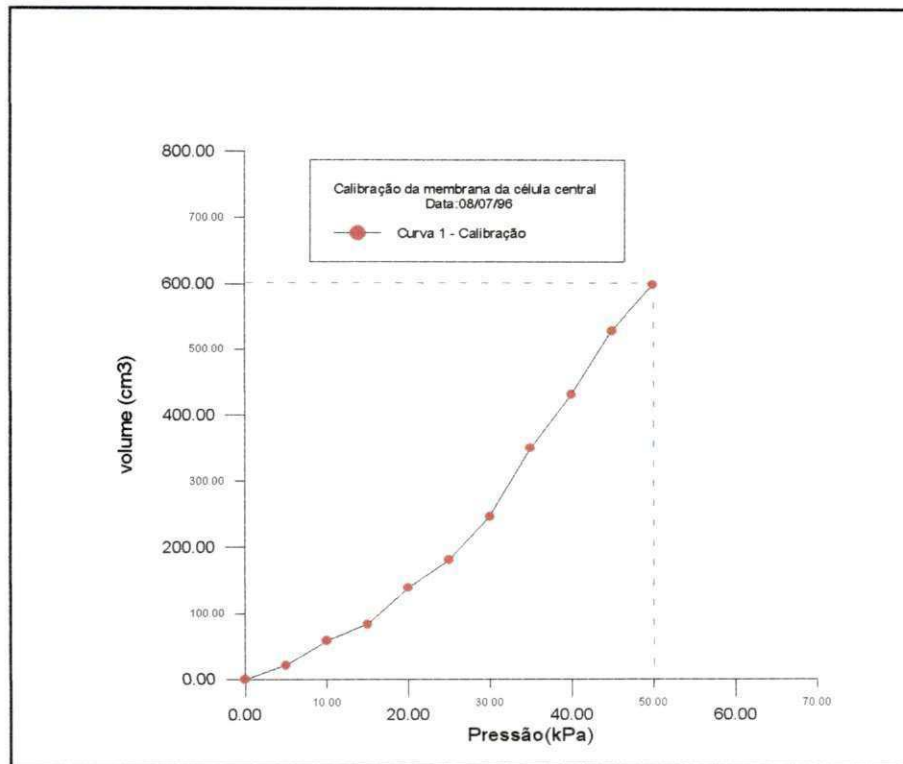


Figura 3.15 - Curva de calibração para verificação da resistência da membrana.

O ensaio de calibração para verificação da perda de pressão foi feito colocando-se inicialmente a cobertura de borracha na sonda e realizando várias expansões prévias da sonda. Em seguida, de maneira análoga à calibração para verificação da resistência da membrana, aplicou-se dez iguais incrementos de pressão de 12,5 kPa e fez-se a leitura da variação de volume para cada pressão aplicada. A resistência limite da sonda é definida como sendo o valor da pressão aplicada correspondente a um volume igual a $1,2 \times V_s$ (576 cm^3)⁹. A resistência limite da sonda, obtida da curva de calibração mostrada na Figura 3.16, foi aproximadamente 88 kPa.

⁹ A sonda utilizada possui um volume $V_s = 480 \text{ cm}^3$, como o volume correspondente à pressão limite é definido como sendo $1,2 \times V_s$, tem-se então $1,2 \times 480 = 576 \text{ cm}^3$.

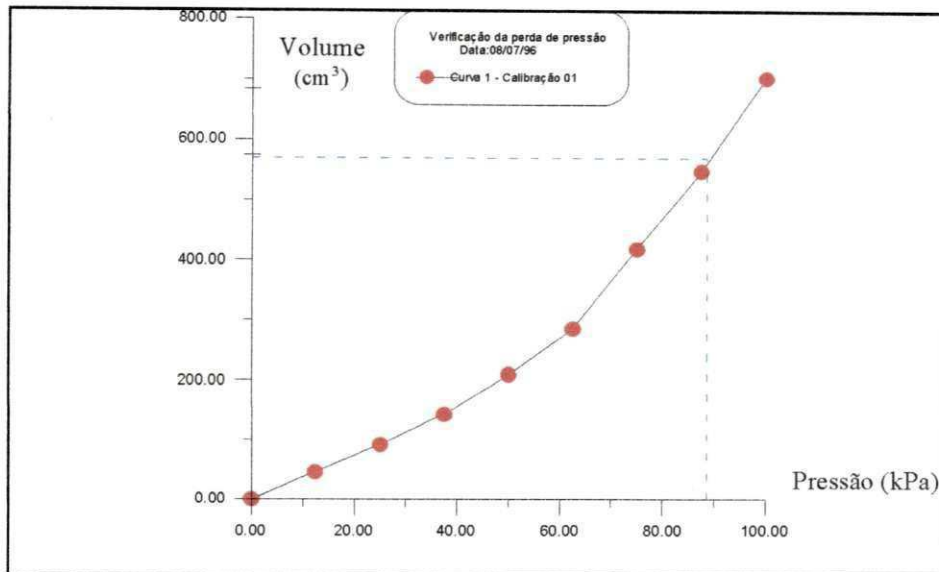


Figura 3.16 - Curva de calibração para verificação da perda de pressão

A calibração para verificação da compressibilidade do sistema foi feita colocando-se a sonda dentro de um tubo de aço indeformável e aplicou-se dez incrementos de pressão iguais a 25 kPa, fazendo-se a leitura da variação de volume correspondente a cada pressão aplicada. Os resultados são plotados em um gráfico pressão versus volume cujo objetivo é a obtenção do coeficiente de compressibilidade e do volume inicial da sonda. A partir da curva de calibração mostrada na Figura 3.17 foram obtidos um volume inicial da sonda, $V_s = 480 \text{ cm}^3$, e o coeficiente de compressibilidade do sistema $a = 0,003 \text{ cm}^3/\text{kPa}$. Na presente pesquisa a correção devido a compressibilidade do sistema poderia ser desprezada, haja vista que este valor correspondeu a um valor menor que 0,1% do volume inicial da sonda (BRIAUD, 1992).

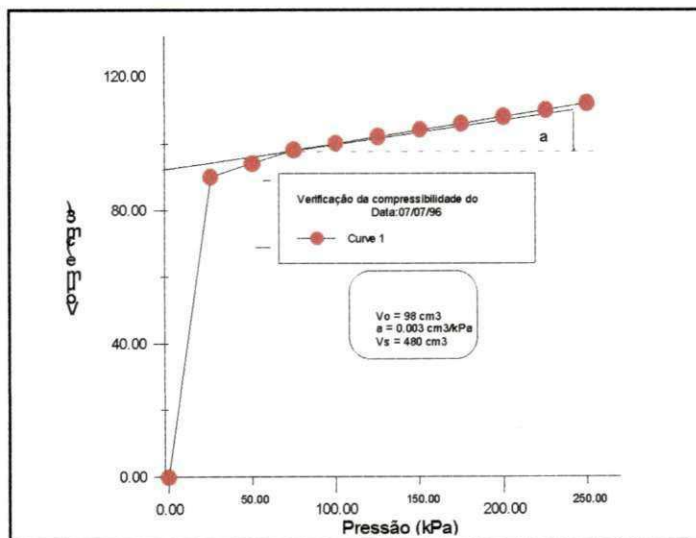


Figura 3.17 - Curva de calibração para verificação da compressibilidade do sistema.

3.4.2.3 - Execução dos Furos

Ao longo do desenvolvimento da presente pesquisa foram executados cerca de doze furos para a realização de ensaios pressiométricos, cuja profundidade variou entre 1,0 a 9,00 metros. Os ensaios foram realizados a cada metro de profundidade e cada furo era executado parcialmente sendo interrompido sempre que se chegava a uma profundidade conveniente à realização do ensaio.

Os processos de perfuração utilizados foram os de perfuração por simples lavagem com trépano e uso de lama bentonítica (Figura 3.18). e o de perfuração simples utilizando-se o trado manual padrão, do tipo helicoidal (Figura 3.19). A grande maioria dos furos foram executados através da lavagem com trépano, principalmente em virtude da cota do nível d'água dos terrenos encontrarem-se bastante elevadas, acarretando assim, no momento da perfuração, freqüentes desmoronamentos das paredes do furo, quando se usava o trado manual. No presente trabalho, a utilização do trado manual só foi possível para os furos que se encontravam acima do nível d' água, uma vez que tornou-se inevitável o desmoronamento das paredes após a retirada da sonda, não permitindo assim nem que a lama bentonítica fosse colocada. Tentou-se também injetar lama bentonítica sem a retirada do trado, contudo este procedimento também não surtiu o efeito desejado.



Figura 3.18 - Perfuração por simples lavagem com trépano e uso de lama bentonítica.

Figura 3.19 - Perfuração simples com uso de trado manual.

É importante ressaltar que mesmo ocorrendo uma perturbação considerável no furo, o método de perfuração por lavagem com trépano é recomendado pelas Normas ASTM-D4719 (1987), NF P94-110 (1991) e por BRIAUD (1992) e, a nosso ver, para furos em solos arenosos abaixo do nível d'água, este é o único método possível de ser utilizado.

3.4.2.4 - Execução dos Ensaios

Os ensaios pressiométricos da presente pesquisa, foram executados da seguinte forma: inicialmente introduziu-se a sonda pressiométrica dentro do furo tomando-se como profundidade de ensaio (z_s), a cota medida do centro da sonda ao nível do solo. Em seguida, injetou-se água pressurizada na sonda através da fonte de pressão (gás nitrogênio) e, efetuou-se a leitura da variação de volume de água na sonda (dilatação da sonda) a cada intervalo de 15, 30 e 60 segundos.

A metodologia empregada para a realização do conjunto de ensaios foi a do método de aplicação de incrementos iguais de pressão, haja vista que este é o método recomendado pela Norma Francesa para o pressiômetro Ménard e é um dos métodos recomendados pela Norma Americana. Os ensaios pressiométricos através da metodologia empregada, consistiram na aplicação de incrementos de pressão de aproximadamente um décimo do valor estimado para a pressão limite.

A duração média de cada ensaio pressiométrico ficou na faixa de 50 minutos, incluindo-se a execução do furo e o número de incrementos variou dentro do intervalo de 8 a 14 incrementos. Devido a subjetividade do processo utilizado para a estimativa da pressão limite (BRIAUD, 1992) e (CLARKE, 1995), o número de incrementos em três dos ensaios realizados ficou em torno de 17 incrementos, o que não é recomendado pela Norma. Tal fato, entretanto, não terá praticamente influência alguma nos resultados obtidos, ele apenas torna o ensaio mais demorado.

Todos os ensaios pressiométricos foram realizados sem recarregamento, uma vez que se destinam ao projeto de fundações de edifícios, cujos carregamentos podem ser considerados estáticos.

Segundo CAVALCANTE (1997), deve-se ter um cuidado especial com relação ao controle da pressão diferencial que deverá existir entre as células guarda e a célula central de medição. Pois, devido a diferença de rigidez entre as células guarda e a de medição, a pressão aplicada nas células guarda deverá ser inferior a pressão aplicada na célula central, de forma que a pressão aplicada às paredes do furo seja a mesma ao longo de toda a sonda. Essa diferença de rigidez ocorre pelo fato de que, na célula central, além da sua própria membrana, existe ainda o revestimento de borracha que recobre toda a sonda.

3.4.2.5 - Interpretação dos Resultados

Os valores de cada pressão aplicada versus o seu volume correspondente lido deverão ser corrigidos a partir das curvas de calibração das Figuras 3.15, 3.16 e 3.17, devido às considerações expostas no Item 2.3.2.2. Feitas as devidas correções, a curva pressiométrica corrigida é então traçada e a partir dela determina-se o módulo pressiométrico inicial (E_0), a pressão limite (P_L) e vários outros parâmetros geotécnicos tais como: módulo de elasticidade transversal (G), pressão limite efetiva (P_L'), pressão de fluência (P_f), pressão de fluência efetiva (P_f'), tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), dentre outros.

O módulo pressiométrico inicial (E_0) foi determinado pela Equação 2.37, através dos valores de (P_1, V_1) e (P_2, V_2) obtidos do trecho linear da curva pressiométrica, enquanto que o módulo de elasticidade transversal (G) foi determinado a partir da Equação 2.35. O valor adotado para o coeficiente de Poisson neste trabalho, seguindo-se as recomendações de MÉNARD (1967), ALCÂNTARA (1992) e BEZERRA (1990), foi de $\nu = 0,33$. A precisão do valor de E_0 dependerá da sensibilidade e dos critérios adotados para a determinação dos pontos (P_1, V_1) e (P_2, V_2) no trecho reto da curva, o que pode tornar o processo bastante subjetivo.

A pressão limite (P_L) é determinada através da curva pressiométrica corrigida como sendo a pressão correspondente ao dobro do volume inicial do furo. Contudo nos ensaios pressiométricos realizados na presente pesquisa, tais valores praticamente não

puderam ser obtidos diretamente da curva pressiométrica, sobretudo em virtude das condições de resistência dos solos encontrados as quais se apresentavam com valores superiores aos valores estimados. Dessa forma, os valores da pressão limite dos ensaios realizados foram determinados através do método de extrapolação recomendado pela Norma britânica ASTM-D4719 (1987), o que só foi possível em virtude de que todos os ensaios alcançaram a fase plástica do solo. A obtenção dos resultados seguiram as recomendações observadas no item 2.1.3.3.2.

A pressão limite efetiva (P_L') foi determinada através da Expressão 2.44, ou seja, P_L' é o valor da diferença entre a pressão limite (P_L) e a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}).

A pressão de fluência (P_f), pressão que corresponde ao início do escoamento, foi determinada seguindo a metodologia recomendada pelas normas ASTM-D4719 (1980) e NF P94-110 (1991), ou seja, através da curva de Creep (Figura 2.30), obtido de um gráfico relacionando a pressão aplicada versus a variação de volume entre as leituras aos 30 e 60 segundos ($\Delta V^{60/30}$), conforme visto no Item 2.3.2.1.

A tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) foi determinada através de um método gráfico proposto por BRANDT (1978), descrito no Item 2.3.3.6, o qual consiste em traçar uma reta tangente à curvatura inicial da curva pressiométrica corrigida até encontrar o prolongamento da reta correspondente ao trecho linear. Contudo, em alguns ensaios realizados o trecho inicial não apresentou uma boa definição para que se pudesse aplicar a metodologia descrita acima e utilizou-se o método sugerido por CAVALCANTE (1997) para estes casos, ou seja, obtém-se inicialmente o valor de σ_{ho} da curva pressiométrica bruta e, posteriormente, é que são efetuadas as devidas correções.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Generalidades

No presente capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos furos dos ensaios pressiométricos e de penetração dinâmica SPT, realizados nos 05 campos experimentais utilizados e descritos no Capítulo 3, tendo-se como base as informações expostas no Capítulo 2. Serão feitas, também, comparações entre os resultados obtidos através destes ensaios, e, por fim, serão sugeridas algumas correlações entre os seus principais parâmetros.

4.2 - Ensaios de Campo

4.2.1 - Generalidades

No presente trabalho foram realizados dois tipos de ensaios de campo: sondagem à percussão com circulação de água, SPT, e o ensaio pressiométrico. Os valores dos resultados obtidos serão apresentados e analisados em função de cada campo experimental em estudo. No ensaio SPT serão apresentados o perfil de sondagem do solo, e o seu respectivo número de golpes SPT versus a profundidade; enquanto que nos ensaios pressiométricos serão apresentados os resultados dos principais parâmetros geotécnicos avaliados.

Os ensaios pressiométrico e SPT, realizados em cada campo experimental, estão mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Ensaios executados nos campos experimentais.

	ENSAIOS REALIZADOS					
	Ensaio Pressiométrico			Ensaio SPT		
Campo Experimental 1 CE-1	EPF1	EPF2	EPF3		ESPT2	ESPT3
Campo Experimental 2 CE-2	EPF1		EPF1	ESPT2		ESPT2
Campo Experimental 3 CE-3	EPF1		EPF1	ESPT2		ESPT2
¹⁰ Campo Experimental 4 CE-4	EPF1			ESPT2		
Campo Experimental 5 CE-5	EPF1	EPF1		ESPT2	ESPT2	

¹⁰ EPF1 - Ensaio Pressiométrico, Furo 01; ESPT1 - Ensaio de Penetração Dinâmica - SPT, Furo 01.

As curvas pressiométricas obtidas dos ensaios realizados tiveram, de uma maneira geral, a forma mostrada na Figura 4.1. Desta Figura observa-se claramente as três fases distintas da curva. Alguns ensaios, contudo, devido à excessiva perturbação durante a execução do furo, tiveram formas diferentes da curva mostrada na Figura 4.1; estes, entretanto, foram pouco freqüentes durante a realização do conjunto de ensaios, e, desta forma, não comprometeram a análise dos ensaios de uma forma geral.

A Figura 4.2 mostra o exemplo típico de um ensaio pressiométrico, obtido em um furo excessivamente perturbado. Desta curva pressiométrica observa-se que a obtenção dos parâmetros ficam seriamente comprometidos, podendo estes, em alguns casos serem, impossíveis de determinação.

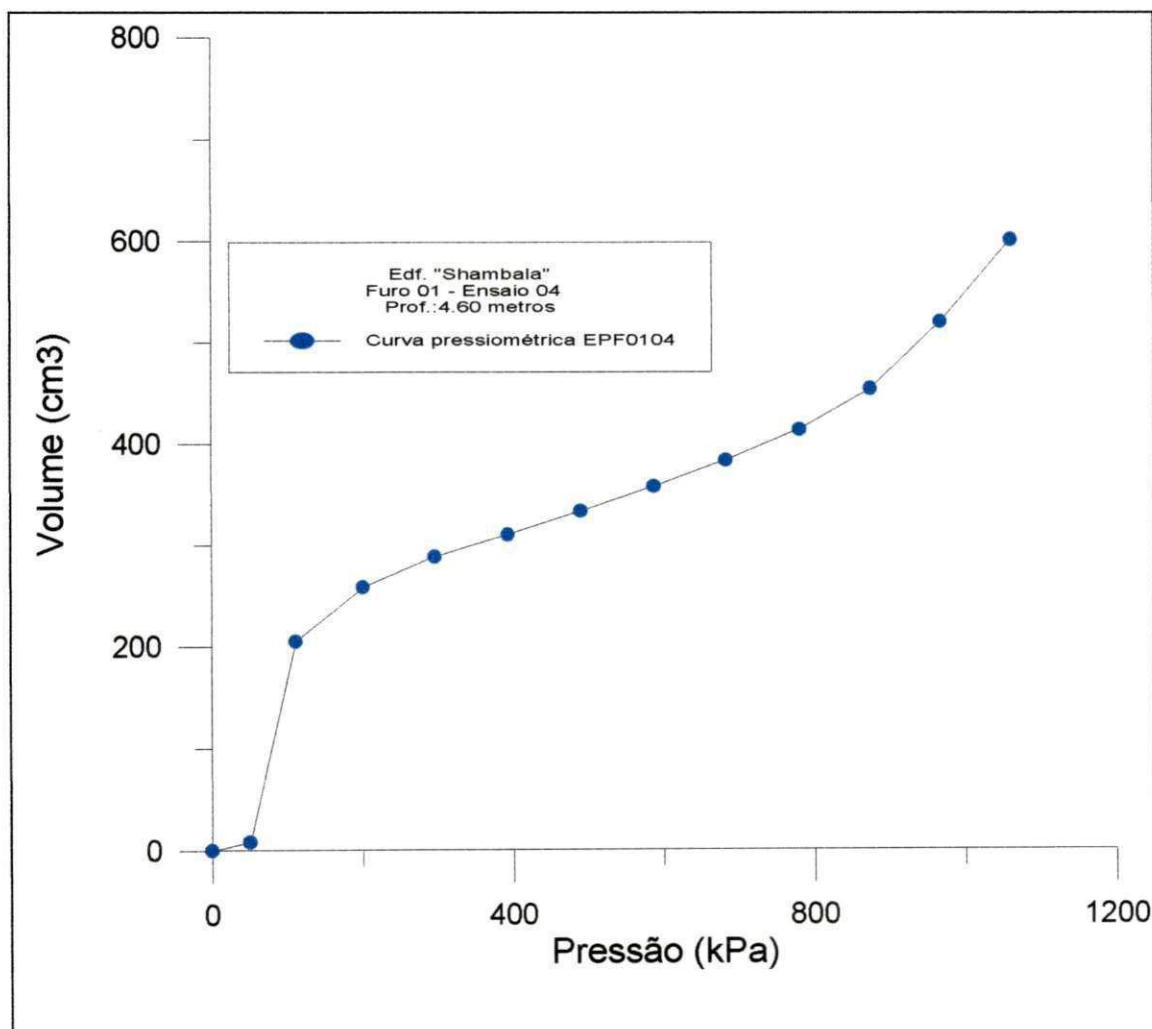


Figura 4.1 - Exemplo de uma curva pressiométrica típica da campanha de ensaios realizados.

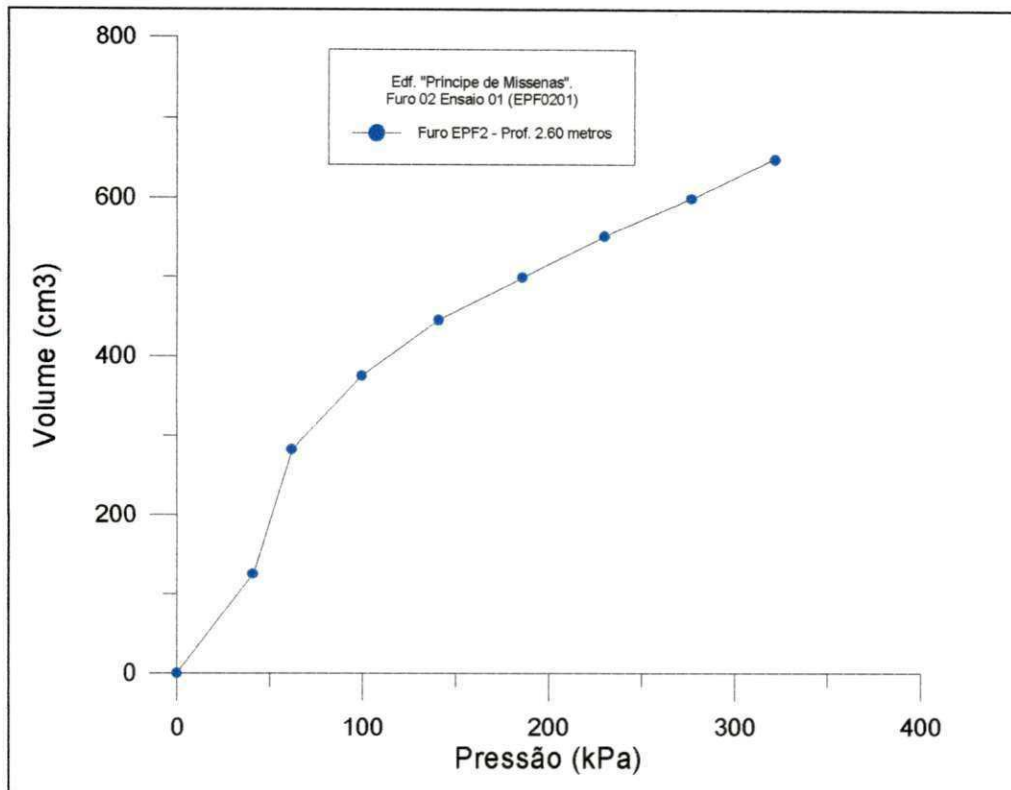


Figura 4.2 - Curva pressiométrica de um ensaio realizado em um furo excessivamente perturbado.

Antes da análise dos resultados, é importante ser ressaltado que, nos campos experimentais CE-1 (Edifício “Príncipe de Missenas”) e CE-5 (Edifício “Estrela de Intermars”), os ensaios pressiométricos foram realizados alguns meses após a realização dos ensaios SPT.

No campo experimental CE-1, durante o período de execução do ensaio pressiométrico, constatou-se que o terreno já havia sofrido um corte, para a construção do subsolo até a profundidade 2,00 metros. Este fato, ao que parece, alterou o estado de compactidade do solo, principalmente nas camadas iniciais e dessa forma, influenciou nos resultados de alguns parâmetros geotécnicos obtidos através do ensaio pressiométrico.

No campo experimental CE-5, as alterações no estado de compactidade foram mais significativas; já que havia sido executada, no aterro de construção, toda a parte estrutural do edifício. Além disso, segundo informações da própria construtora, o terreno delimitado pelo aterro de construção havia passado por um processo de melhoramento do solo através do uso de estacas de areia até a cota 6,00 metros e apesar dos furos dos ensaios pressiométricos EPF1 e EPF2 terem sido executados fora dos limites da região

onde foram executadas as estacas (Figura 4.3), os resultados obtidos para alguns parâmetros geotécnicos apresentaram-se bem mais elevados do que os sugeridos por vários autores da literatura pressiométrica (BRIAUD, 1992, CLARKE, 1995, MÉNARD, 1975, e outros). Este fato, de certa forma, comprova as significativas alterações sofridas pelo subsolo¹¹.

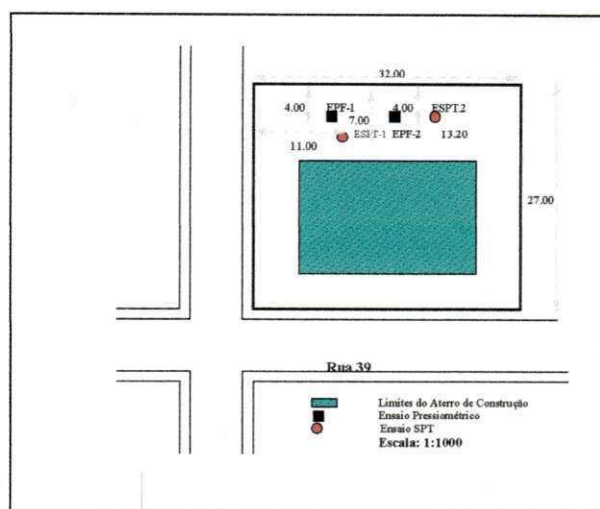


Figura 4.3 - Limites do aterro de construção do edifício "Príncipe de Missenas."

Nos campos experimentais CE-2 (Edf. "Shambala"), CE-3 (Edf. "Ana Emília") e CE-4 (Terreno da Construtora ECISA), os ensaios pressiométricos foram executados simultaneamente com os ensaios SPT.

4.2.2 - Parâmetros obtidos do ensaio SPT

Através do ensaio SPT, foram obtidos, de forma direta, para todos os campos experimentais utilizados, os parâmetros do número de golpes do SPT (N_{SPT}) e a identificação do tipo de solo encontrado, os quais estão representados através dos perfis de sondagem. Além disso, através das correlações empíricas citadas no Item 2.2.5.3, foram obtidos os valores do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

¹¹ Por conta do atraso no cronograma da obra, não foi possível realizar novos ensaios SPT, uma vez que no local dos furos pressiométricos, já estavam programadas escavações para serem realizadas no dia seguinte.

Dos perfis de sondagem obtidos, observou-se que os campos experimentais CE-1, CE-2, CE-3 e CE-5 apresentaram seus solos constituídos essencialmente por estratos arenosos, enquanto que o campo experimental CE-4 apresentou estratos constituídos por arenitos.

4.2.2.1 - Perfil de Sondagem e o Número de Golpes do SPT (N_{SPT})

Os resultados obtidos do número de golpes do SPT (N_{SPT}) seguiram as recomendações da norma brasileira NBR-6484 e estão apresentados, juntamente com os perfis de sondagem, nas Figuras 4.4 à 4.12..

4.2.2.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”

O perfil de sondagem e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade obtidos neste campo experimental, estão apresentados nos gráficos das Figuras 4.4 e 4.5. Os furos representados nestes gráficos, referem-se apenas aqueles que poderiam ser correlacionados com o ensaio pressiométrico, ou seja, os Furos ESPT2 e o ESPT3, nos trechos compreendidos entre as cotas 3,60 e 7,60 metros ¹².

No Furo ESPT2, através da Figura 4.4, observa-se a existência de dois estratos distintos: um entre as cotas 2,60 e 5,60 metros e o outro entre as cotas 6,60 e 7,60 metros. No primeiro estrato, entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, o solo foi identificado, através do exame tátil-visual, como sendo uma areia média, medianamente compacta, de cor amarela; enquanto que no segundo estrato, entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, o solo foi identificado como uma areia fina argilosa, compacta à medianamente compacta, de cor cinza.

No primeiro estrato os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento irregular, variando entre 9 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 19 golpes/30 cm, na cota 5,60 metros, enquanto que no segundo estrato, os valores do N_{SPT} apresentaram-se, relativamente elevados e variaram, de forma decrescente, entre 32 e 15 golpes/30 cm.

¹² Uma vez que o Furo ESPT1, não está localizado nas proximidades do Furo EPF1, o mesmo não será utilizado para análise comparativa com o comportamento do respectivo furo.

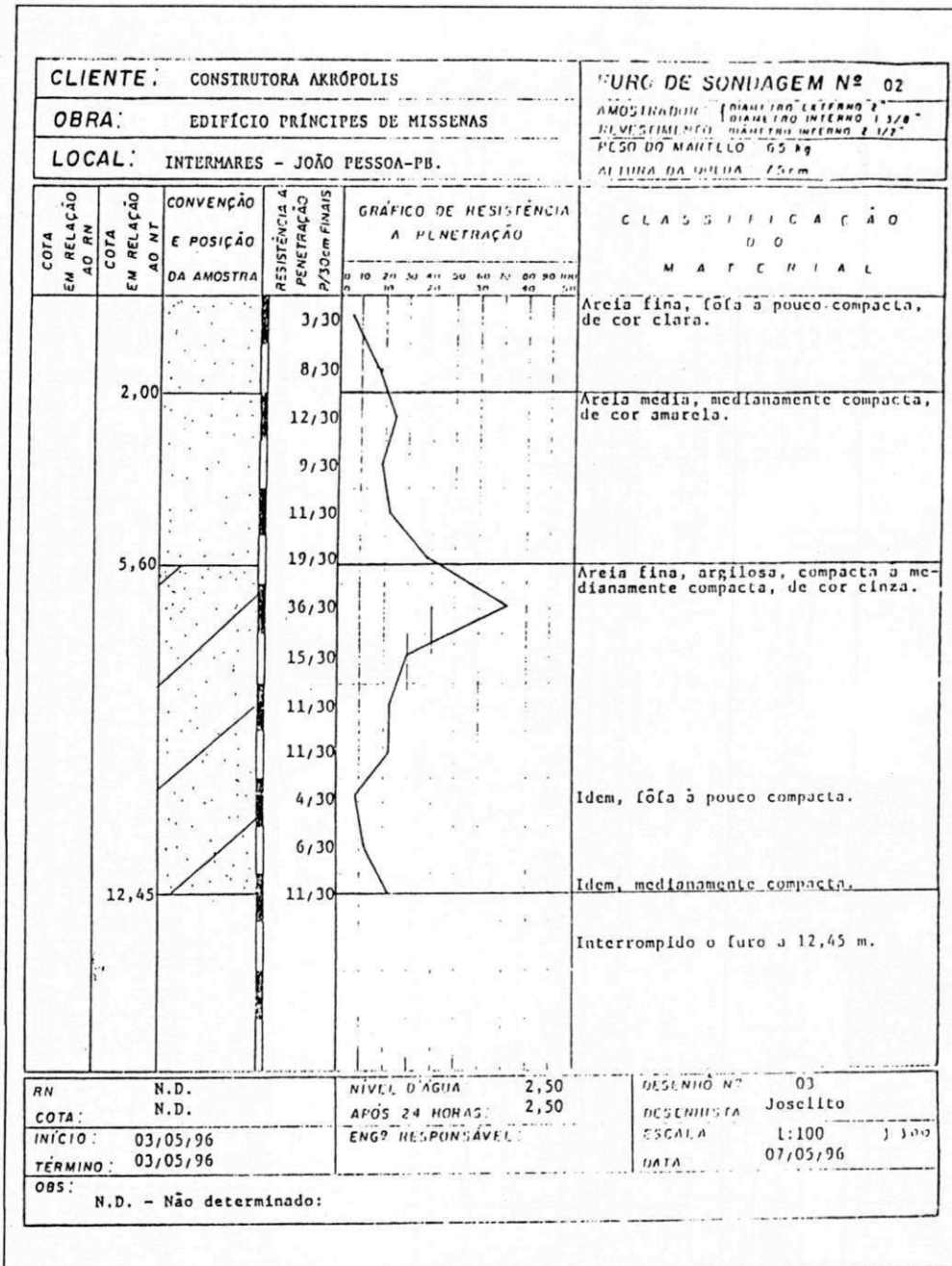


Figura 4.4 - Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT - N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

No Furo ESPT3, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 7,60 metros, observou-se a existência de dois estratos distintos: o primeiro entre as cotas 2,60 e 6,60 metros, e o segundo, entre as cotas 6,60 e 7,60 metros. Neste furo, o primeiro estrato foi identificado, pelo exame táctil-visual, como sendo constituído por uma areia média, medianamente compacta à fôfa, de cor amarela. Na cota 6,60 metros, o solo foi

identificado como sendo uma areia média compacta, enquanto que na cota 7,60 metros, este é uma areia fina argilosa, compacta à medianamente compacta, de cor cinza.

Neste furo, os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento bastante irregular, cujos valores variaram entre 3 golpes/ 30 cm, na cota 5,60 metros e 19 golpes/ 30 cm, na cota 6,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores apresentaram-se mais elevados, chegando a atingir o valor de 21 golpes/ 30 cm, na cota 6,60 metros.

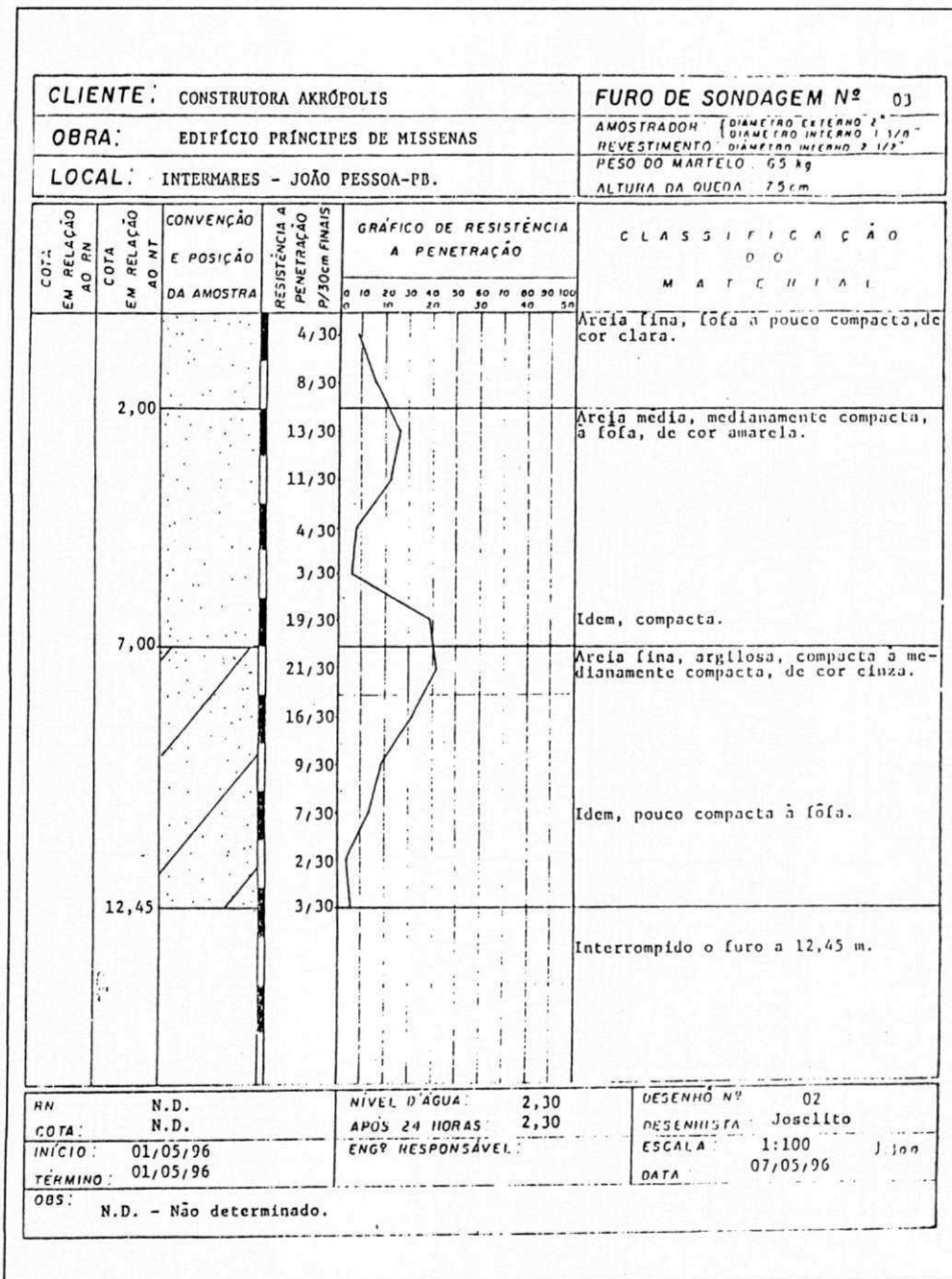


Figura 4.5 - Perfil de sondagem do furo ESPT3 e os valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus aprofundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

4.2.2.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e os valores obtidos do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade dos Furos ESPT1 e ESPT2, estão apresentados nas Figuras 4.6 e 4.7. Serão analisados apenas os resultados que podem ser relacionados com os do ensaio pressiométrico, ou seja, neste caso, o intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 8,60 metros.

No Furo ESPT1, o perfil do solo apresentou-se bastante estratificado e a identificação do tipo de solo, através do ensaio SPT e do exame táctil-visual deste solo, indicou que no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros o solo é uma areia fina, fofa à pouco compacta, de cor clara; entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo é uma areia média, pouco compacta à compacta, de cor amarela. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, esta mesma areia apresenta um estado de compactidade mais reduzido, variando entre uma areia medianamente compacta à fofa e, em seguida, entre as cotas 7,60 e 8,60 metros, esta passa a ser uma areia compacta à medianamente compacta.

Neste furo, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do N_{SPT} , apresentaram-se baixo e com comportamento crescente, variando entre 6 e 8 golpes/ 30 cm. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores se mantiveram com comportamento crescente e variaram entre 8 e 22 golpes/ 30 cm. A partir da cota 3,60 metros até a cota 5,60 metros os valores do N_{SPT} também apresentaram-se baixos e com um comportamento acentuadamente decrescente, chegando a assumir o valor de 3 golpes/30 cm. Em seguida, entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o N_{SPT} voltou a se elevar, assumindo o valor constante de 26 golpes/30 cm, enquanto que na cota 8,60 metros, houve um ligeiro decréscimo, ficando este valor por volta de 18 golpes/ 30 cm.

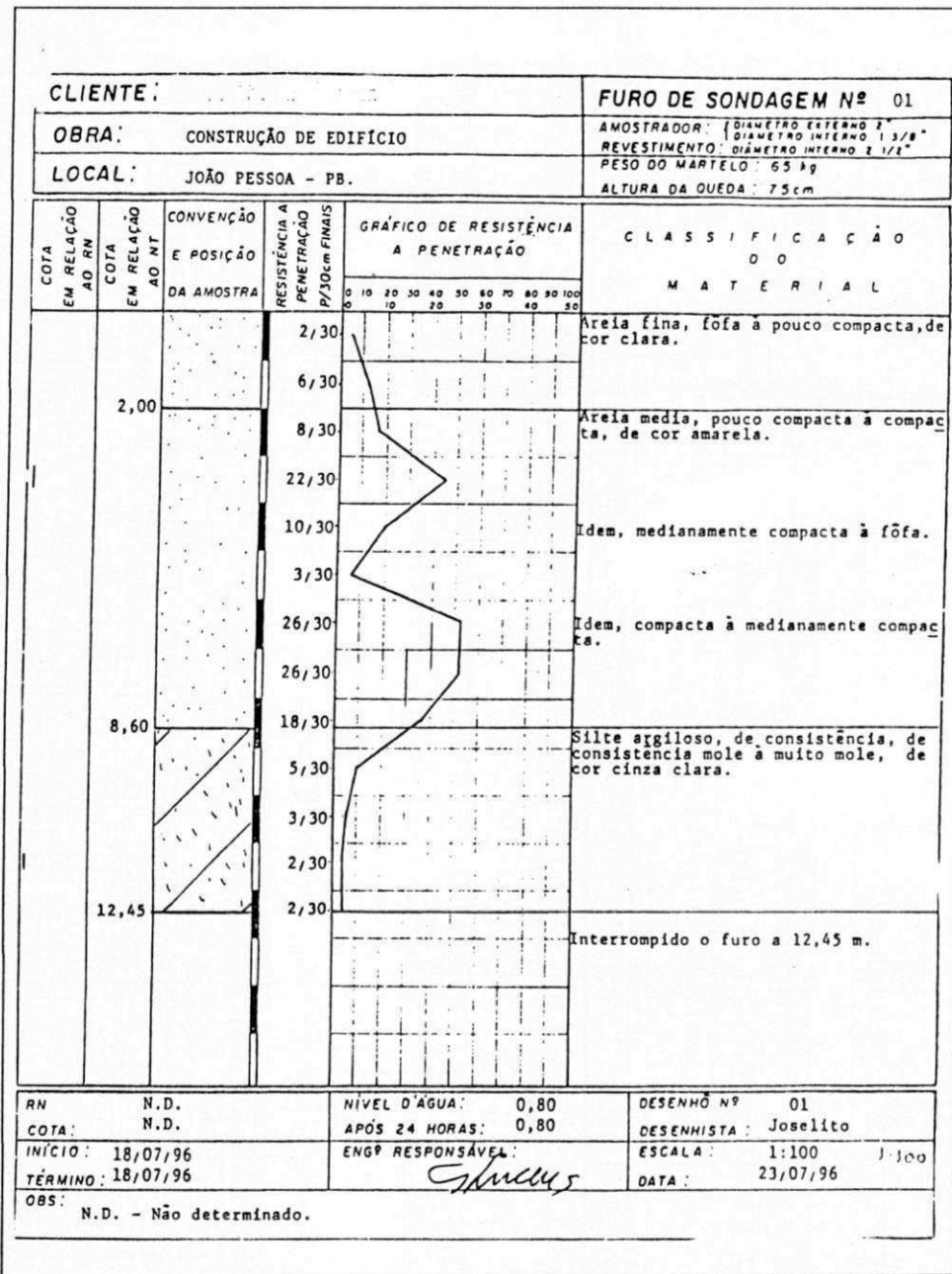


Figura 4.6 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

No Furo ESPT2, observou-se que o perfil do solo apresentou-se mais estratificado que o furo anterior. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, pouco compacta, de cor clara. No trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo foi identificado como uma areia média, medianamente compacta, de cor vermelha; entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, o solo é uma areia média, compacta à medianamente compacta, de cor vermelha. Com relação ao

trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o solo também é identificado como sendo uma areia média, medianamente compacta à compacta, sendo que, de cor amarela, enquanto que na cota 8,60 metros, trata-se de um silte argiloso, de consistência dura à rija, de cor cinza.

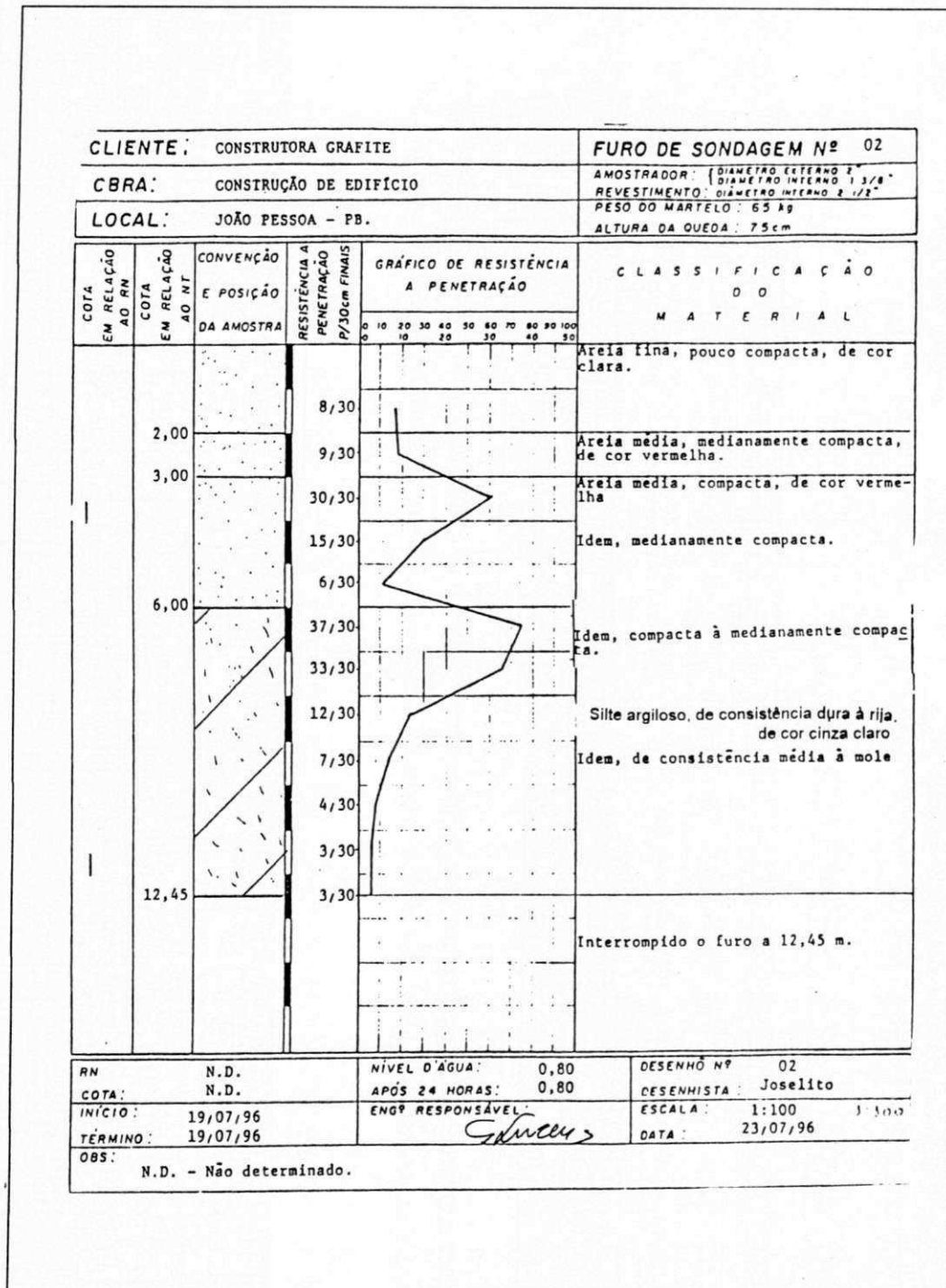


Figura 4.7 - Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

Neste furo, os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento muito parecido com o do furo anterior. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros os valores do N_{SPT} apresentaram valores relativamente baixos e um comportamento ligeiramente crescente, cujos valores variaram entre 8 e 9 golpes/30 cm. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros o N_{SPT} apresentou uma significativa elevação, assumindo o valor de 30 golpes/30 cm. Em seguida, entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, estes valores apresentaram um comportamento acentuadamente decrescente, cujos valores variaram entre 30 golpes/30 cm e 6 golpes/30 cm e entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores do N_{SPT} voltaram se elevar, variando entre 37 golpes/30 cm na cota 6,60 metros e 33 golpes/30 cm, na cota 7,60 metros. Com relação à cota 8,60 metros, o valor do N_{SPT} decresceu para 12 golpes/30 cm.

4.2.2.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e os valores obtidos do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, dos Furos ESPT1 e ESPT2, estão apresentados nas Figuras 4.8 e 4.9. Serão analisados apenas os resultados obtidos nos trechos que podem ser relacionados com o ensaio pressiométrico, ou seja, no intervalo entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

No Furo ESPT1, os estratos são identificados da seguinte forma: no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, fofa à pouco compacta, de cor clara; entre as cotas 4,60 e 5,00 metros, observou-se uma fina camada de areia grossa, de cor clara, seguida, de uma areia argilosa, compacta, de cor cinza, entre as cotas 5,00 e 6,00 metros. Com relação ao trecho entre as cotas 6,00 e 6,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, pouco compacta à fofa, de cor escura.

Neste furo, no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram-se baixos, com um comportamento irregular e valores variando entre 4 golpes/30 cm, na cota 1,60 metros e 8 golpes/30 cm, na cota 4,60 metros. Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores do N_{SPT} elevaram-se bruscamente, assumindo o

significativo valor de 32 golpes/30 cm, na cota 6,60 metros; em seguida, na cota 7,60 metros, este valor voltou a decrescer, de forma acentuada, para 7 golpes/30 cm.

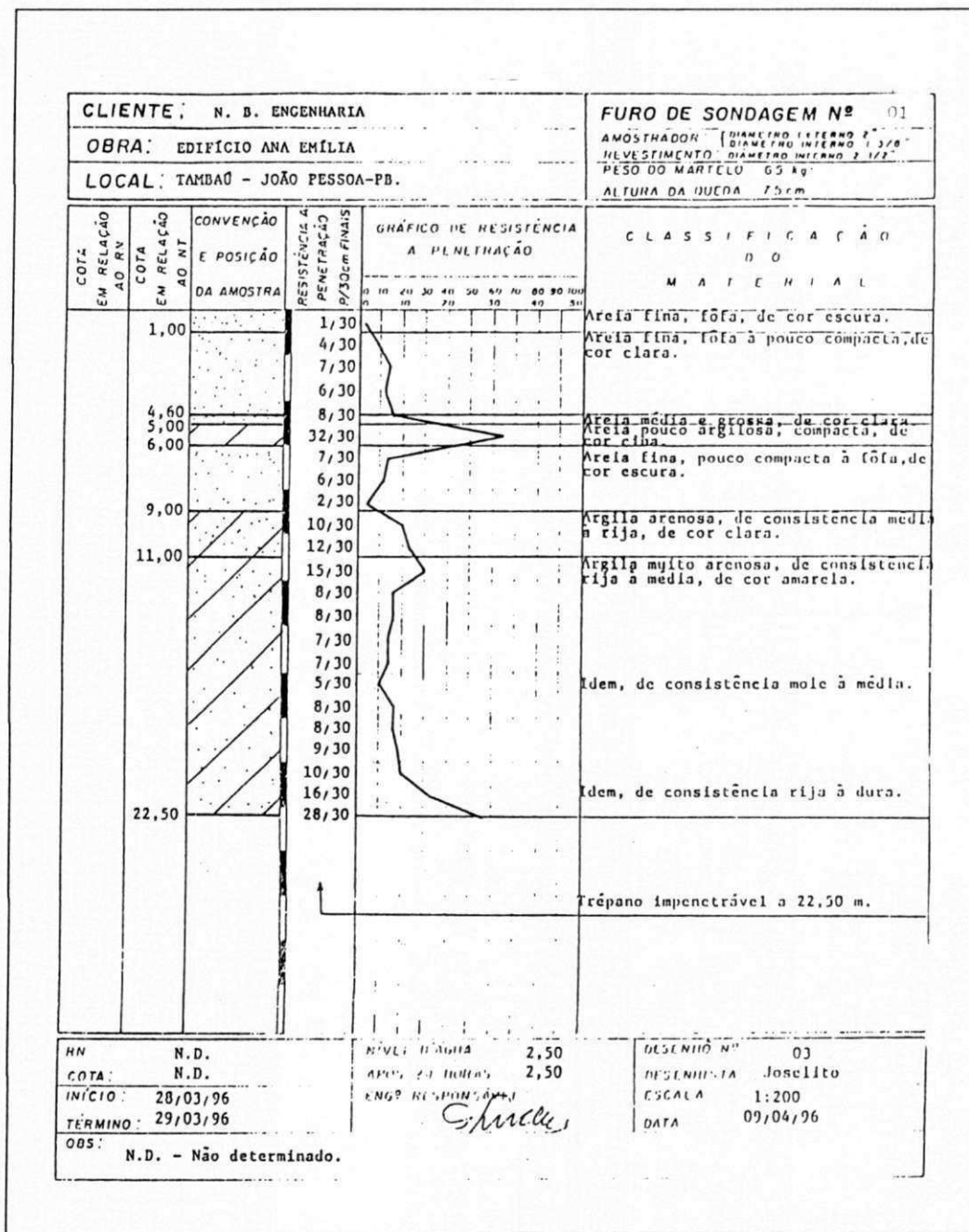


Figura 4.8 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT . N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emília".

No Furo ESPT2, observou-se um comportamento bastante diferenciado do furo anterior, já que o mesmo apresentou-se bem mais estratificado e com tipos de solos

diferenciados do Furo ESPT1. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia fina, fofa à média, de cor clara. No trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo apresentou-se como uma areia média, fofa, de cor escura. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, o solo voltou a se alterar, apresentando-se como uma areia média, pouco compacta à compacta, de cor amarela e entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, observou-se a existência de um novo estrato, o qual foi identificado como sendo constituído por uma areia fina, medianamente compacta, de cor escura.

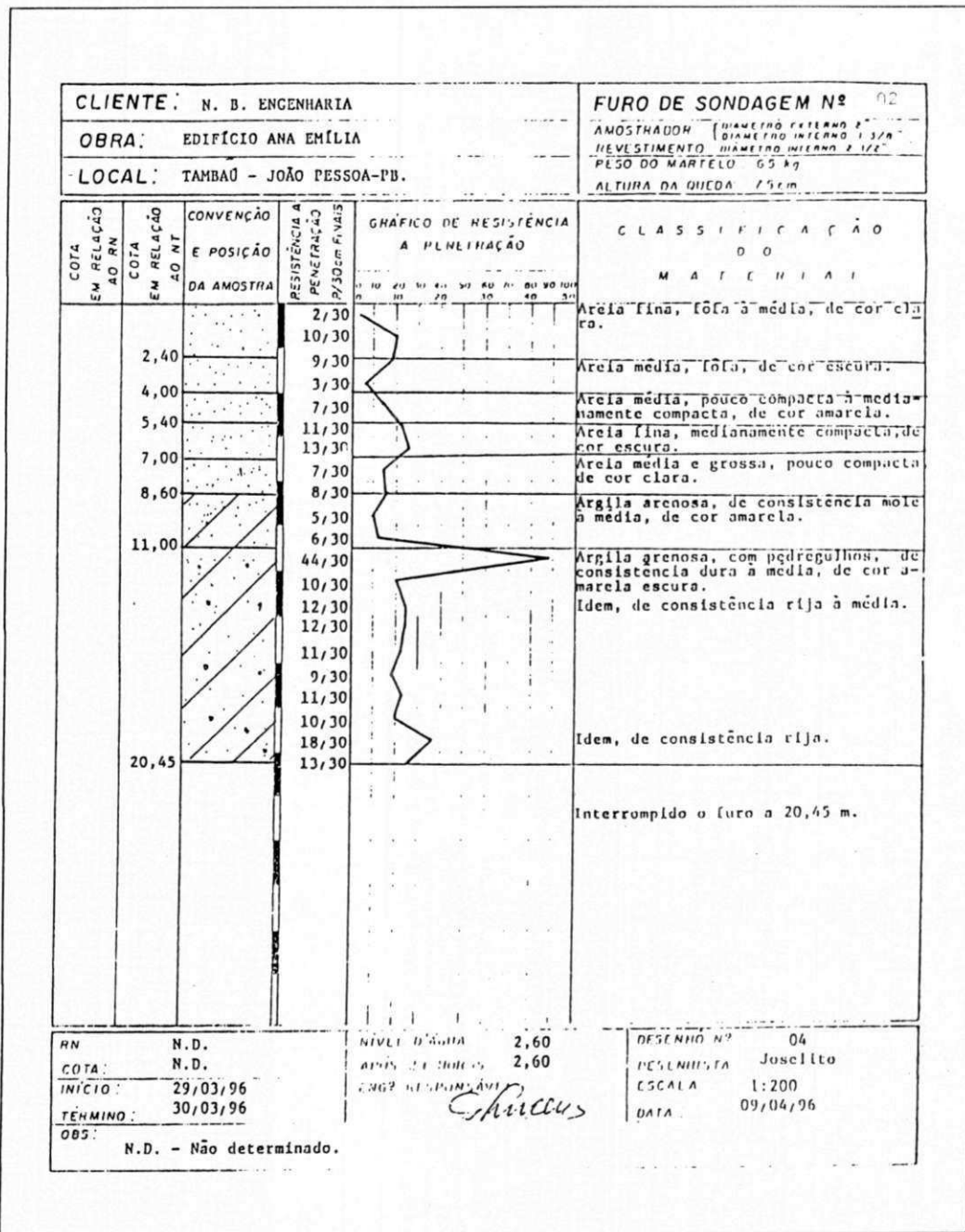


Figura 4.9 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT . N_{SPT} versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emilia".

Deste furo, observou-se que os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento decrescente, entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, com seus valores variando entre 10 e 9 golpes/30 cm. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores continuaram a apresentar um comportamento decrescente, chegando a 3 golpes/30 cm. A partir da cota 3,60 metros, os valores do N_{SPT} voltaram a se elevar, de forma crescente, chegando a 13 golpes/30 cm, na cota 6,60 metros.

4.2.2.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e dos valores obtidos do Número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, do Furo ESPT1, estão apresentados na Figura 4.10. Serão levados em consideração, apenas os resultados que puderam ter correlações com o ensaio pressiométrico, neste caso, os valores obtidos no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros.

Da Figura 4.10, observou-se que no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram um comportamento irregular, que variaram entre 10 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 20 golpes/30 cm, na cota 4,60 metros.

Neste furo, o solo foi identificado, segundo o perfil de sondagem do SPT, como sendo um arenito medianamente compacto à compacto, de cor amarela.

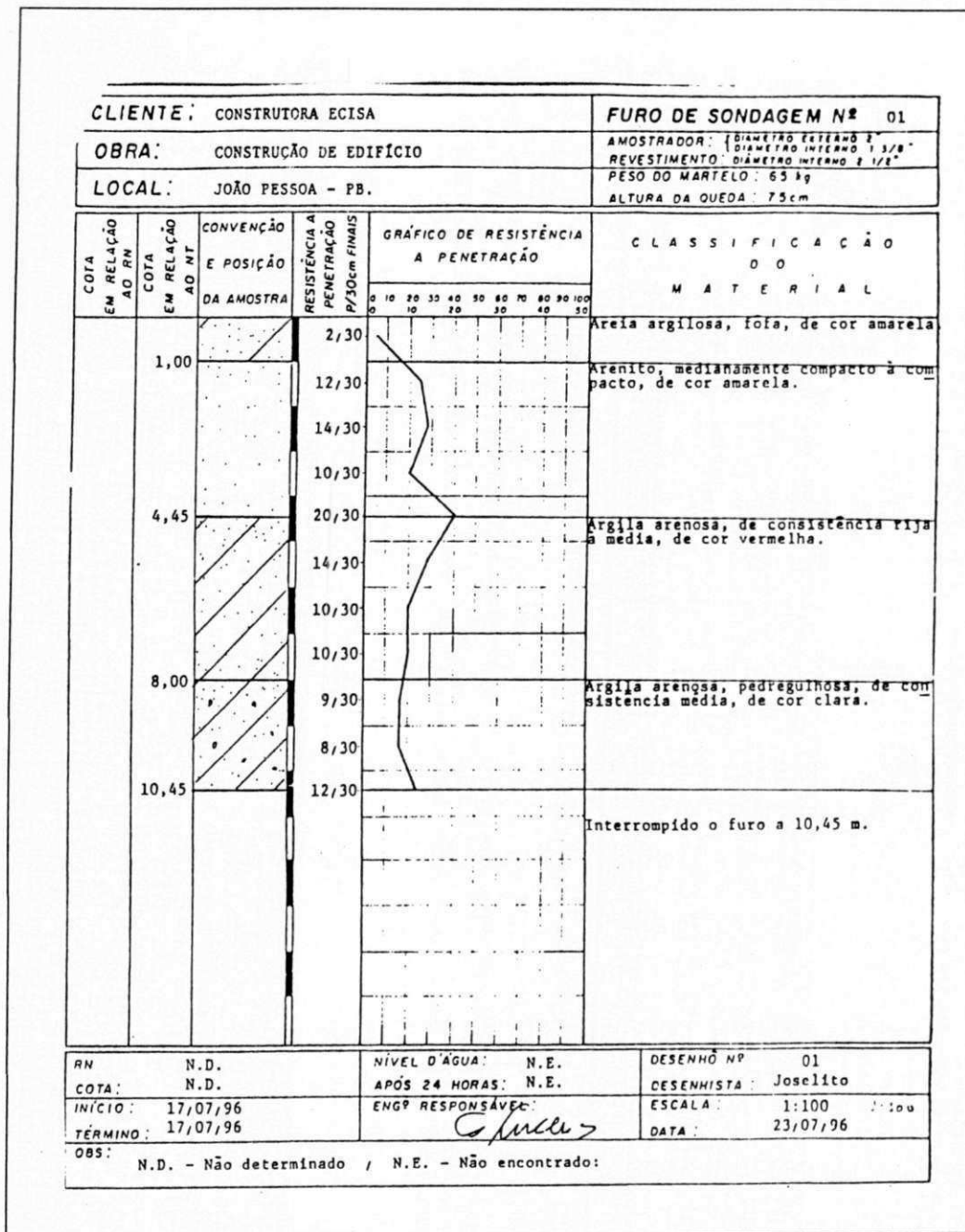


Figura 4.10 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e os valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.2.2.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares"

Neste campo experimental, o perfil de sondagem e dos valores obtidos do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, dos Furos ESPT1 e ESPT2,

estão apresentados nas Figuras 4.11 e 4.12. Serão levados em consideração apenas os resultados obtidos nos trechos entre as cotas 1,60 e 7,60 metros.

No Furo ESPT1, observou-se que no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram-se com comportamento crescente, variando entre 3 e 10 golpes/30 cm. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o N_{SPT} apresentou um comportamento irregular, cujos valores variaram entre 8 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 18 golpes/30 cm, na cota 4,60 metros. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, os valores do N_{SPT} apresentaram-se mais elevados e variaram, de forma crescente, entre 15 e 37 golpes/30 cm.

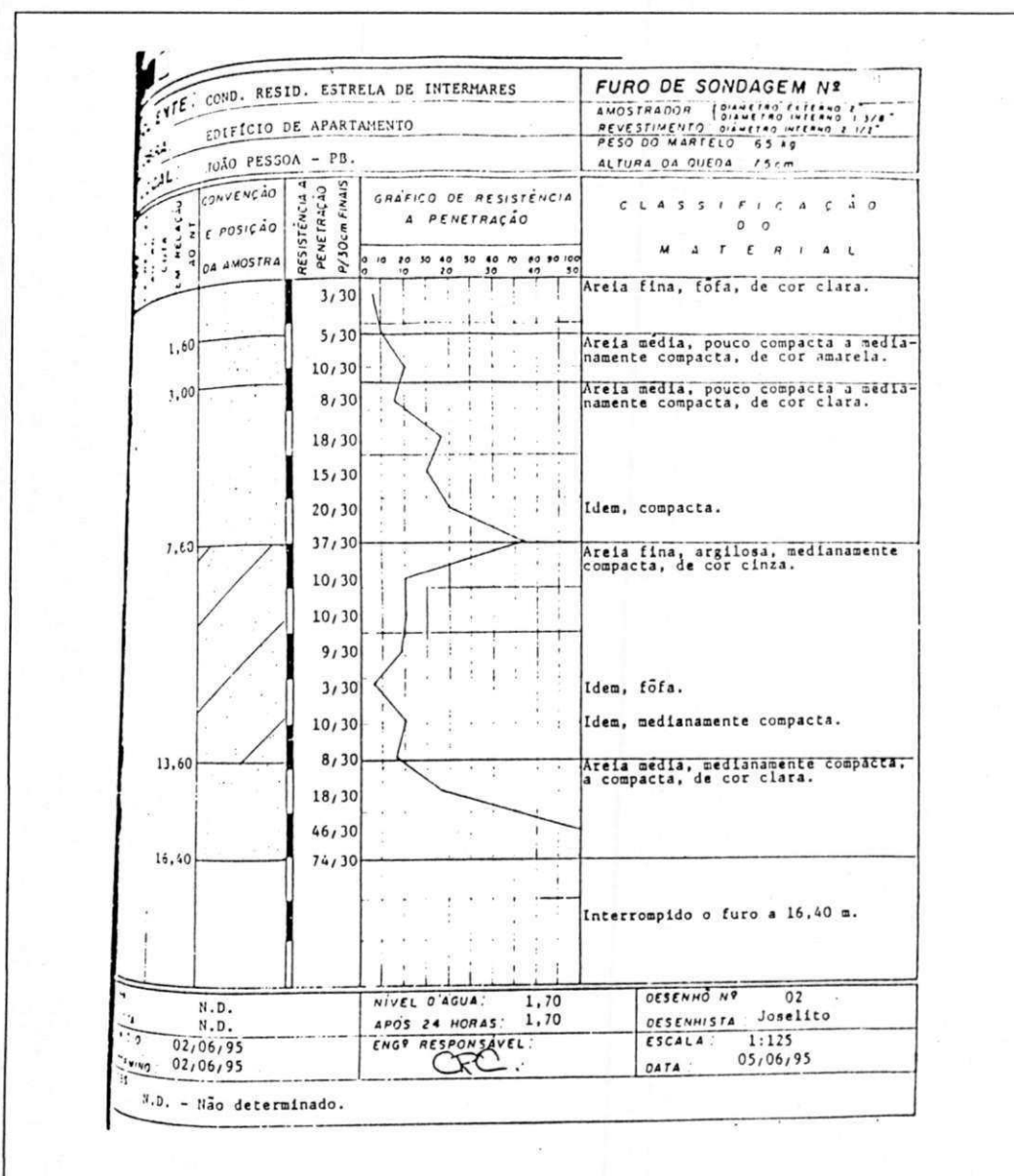


Figura 4.11 - Perfil de sondagem do furo ESPT1 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edif. "Estrela de Intermares".

Neste furo, o solo encontrado na cota 1,60 metros, foi identificado como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor amarela. No trecho entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o solo foi identificado como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor clara, enquanto que no trecho entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, o solo encontrado foi uma areia média, compacta, de cor clara.

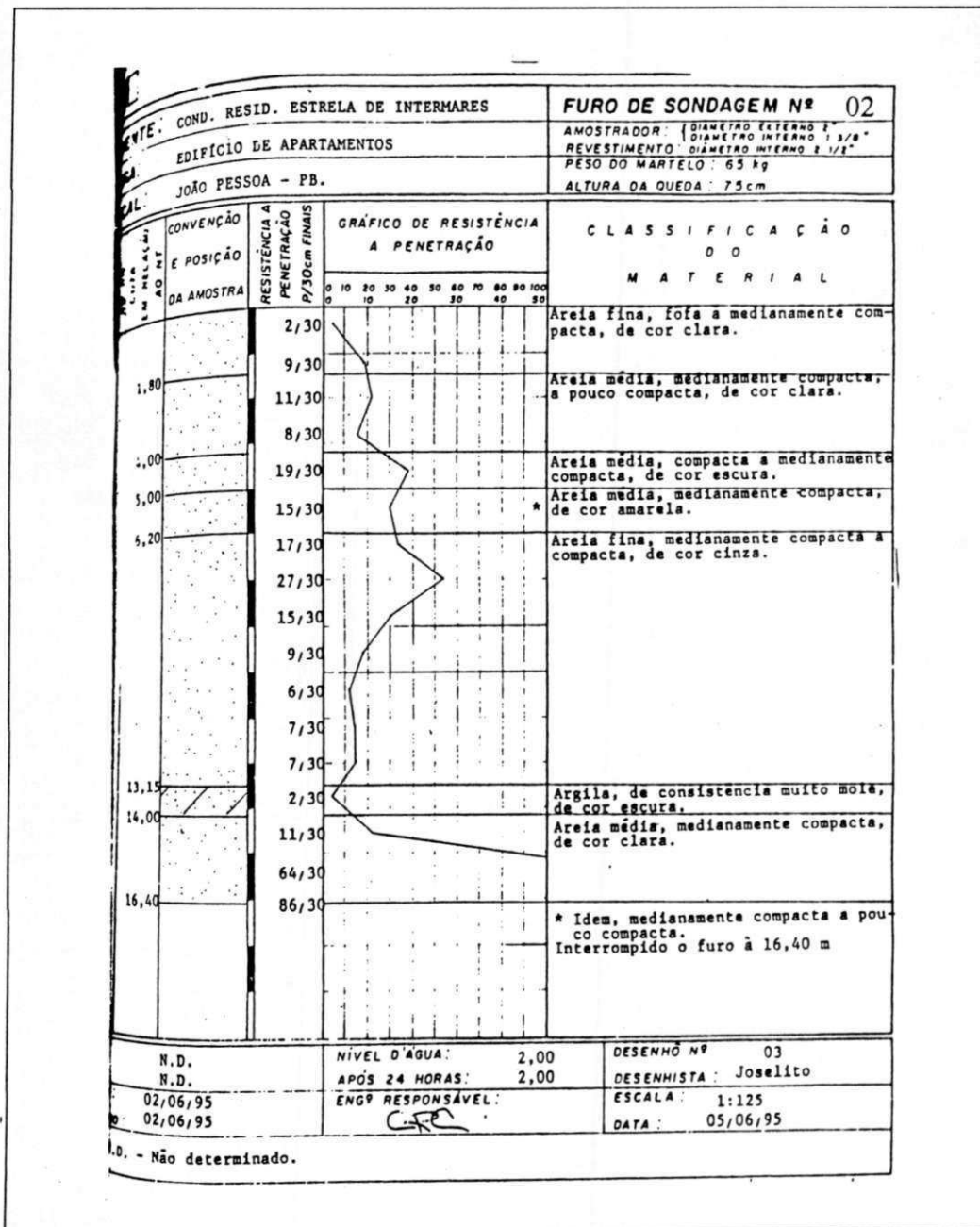


Figura 4.12 - Perfil de sondagem do furo ESPT2 e dos valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermars".

No Furo ESPT2, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, o solo encontrado, foi identificado como sendo uma areia média, medianamente compacta à pouco compacta, de cor clara. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, o solo apresentou-se como sendo uma areia média, compacta à medianamente compacta, de cor escura. Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o solo voltou a alterar-se e foi identificado como sendo uma areia média, medianamente compacta, de cor amarela, enquanto que no trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, observou-se a presença de uma areia fina, medianamente compacta à compacta, de cor cinza.

Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros apresentou valores do N_{SPT} , variando de forma irregular, entre 8 golpes/30 cm, na cota 3,60 metros e 11 golpes/30 cm, na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, o valor do N_{SPT} se elevou para 19 golpes/30 cm, enquanto que entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o N_{SPT} reduziu-se para 15 golpes/30 cm. No trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a se elevar e variaram de forma crescente entre 17 e 27 golpes/30 cm.

4.2.2.2 - Módulo de Deformação do SPT (E_{SPT})

Os valores do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), foram obtidos através das correlações sugeridas por DÉCOURT (1989) e HACHICH (1996); ou seja, no primeiro caso, a correlação $E_{SPT} = 3.000 \cdot N_{SPT}$ (kPa), aplica-se a qualquer tipo de solo, considerando-se o caso de uma fundação circular, rígida e com um nível de recalque inferior a 1 %. No segundo caso, a correlação $E_{SPT} = 3.500 \cdot N_{SPT}$ (kPa), refere-se a solos arenosos, submetidos a uma fundação quadrada, rígida, com um nível de recalque inferior a 1 %.

Em areias puras, segundo DÉCOURT (1989), os valores do módulo de deformação obtidos do ensaio SPT (E_{SPT}) são, cerca de, três vezes maiores do que o módulo de deformação do ensaio pressiométrico (E_0).

4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT2 e ESPT3, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.13.

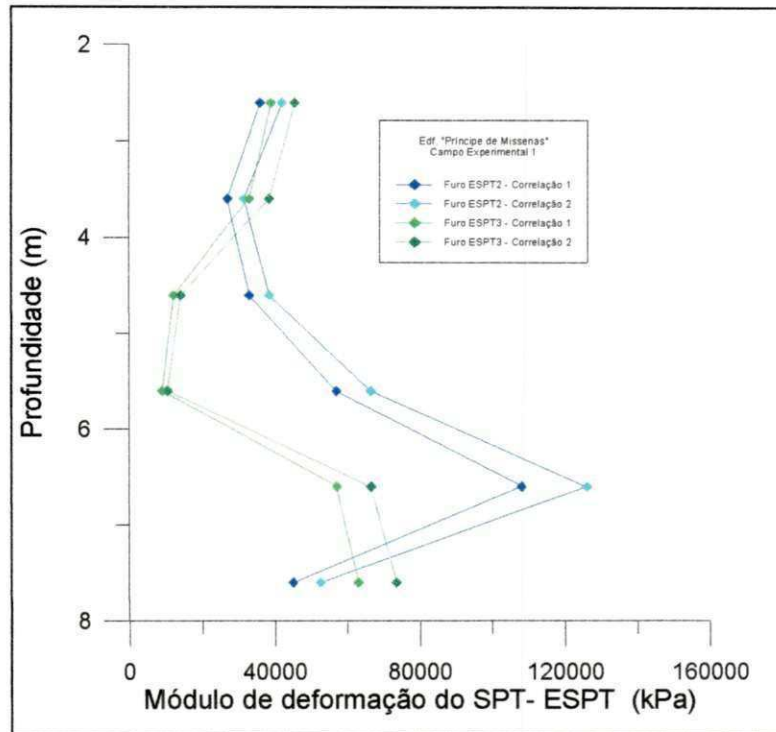


Figura 4.13 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Da Figura 4.15, observa-se que as proporcionalidades fixadas nas expressões das correlações 1 e 2, garantem a repetibilidade dos resultados do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

No Furo ESPT2, o trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, apresenta valores de E_{SPT} aparentando um comportamento irregular, contudo entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores apresentaram-se decrescentes, enquanto que entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, estes valores apresentaram-se crescentes. Neste trecho, os valores do E_{SPT} , obtidos através da correlação 1, apresenta valores variando entre 27.000 e 57.000 kPa, enquanto que pela correlação 2, estes valores variam entre 31.500 e 66.500 kPa.

Com relação ao trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil do E_{SPT} apresenta valores máximos, na cota 6,60 metros e que, em seguida, decrescem acentuadamente na cota 7,60 metros. Estes valores variam entre 108.000 e 45.000 kPa, pela correlação 1 e entre 126.000 e 52.500 kPa, pela correlação 2.

No Furo ESPT3, o trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 6,60 metros, apresenta dois estratos com comportamentos distintos; Entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} apresentaram um comportamento decrescente, enquanto que entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, estes valores apresentaram-se crescentes e na cota 7,60 metros, foram obtidos os valores máximos para o E_{SPT} , neste furo.

No trecho entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} , obtidos através da correlação 1, variaram entre 39.000 e 9.000 kPa, enquanto que os obtidos através da correlação 2, variaram entre 45.500 e 10.500 kPa. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, a correlação 1 apresentou resultados do E_{SPT} variando entre 9.000 e 63.00 kPa e pela correlação 2, estes valores variaram entre 10.500 e 73.500 kPa.

4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT1 e ESPT2, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.14. Neste campo experimental, os valores apresentados são os ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 8,60 metros.

No Furo ESPT1, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do módulo de deformação do ensaio SPT, E_{SPT} , apresentaram um comportamento crescente; entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, este comportamento também mostrou-se crescente e, a partir da cota 3,60 metros, até a cota 5,60 metros, observou-se um comportamento acentuadamente decrescente. Em seguida, entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores voltaram a se elevar e, por fim, na cota 8,60 metros, este valor voltou a decrescer.

Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} variando entre 18.000 e 24.000 kPa, utilizando-se a correlação 1, e 21.000 e 28.000 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o E_{SPT} apresentou-se variando entre 24.000 e 66.000 kPa, para a correlação 1 e 28.000 e 77.000 kPa, para a correlação 2. Em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 7,60 metros, o E_{SPT} variou entre 9.000 e 26.000 kPa, para a correlação 1 e entre 10.500 e 39.000 kPa, levando-se em consideração a correlação 2 e na cota 8,60 metros, estes valores foram 54.000 e 63.000 kPa respectivamente.

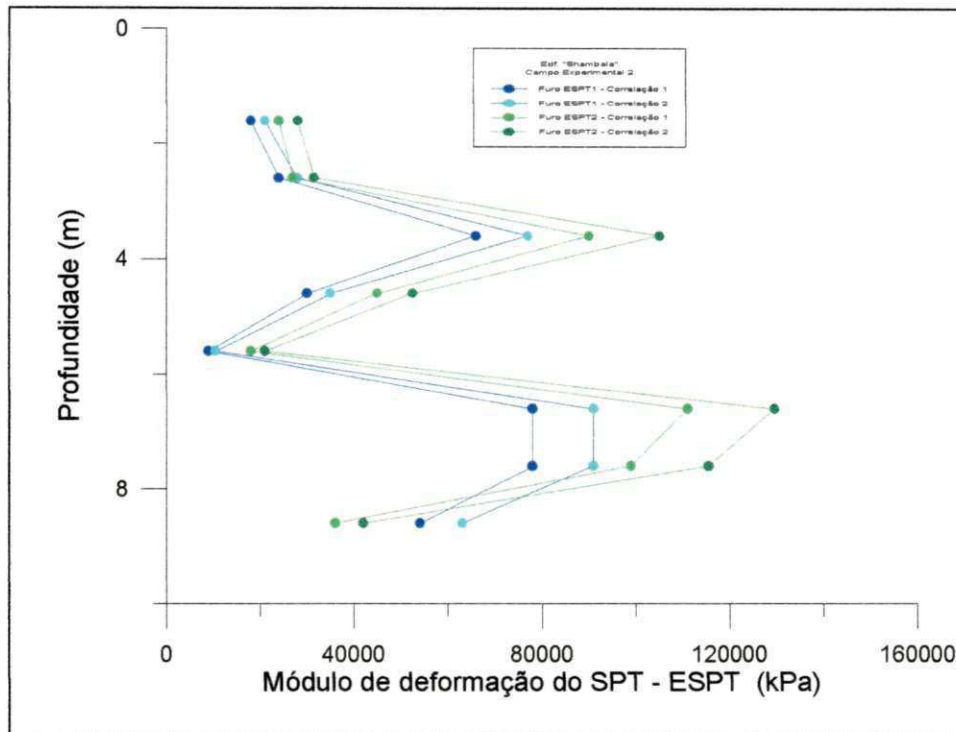


Figura 4.14 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

No Furo ESPT2, os valores do E_{SPT} também apresentaram um comportamento muito parecido com os do furo anterior. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, estes valores apresentaram um comportamento ligeiramente crescente. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, observou-se uma significativa elevação e, em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} apresentaram um comportamento acentuadamente decrescente, enquanto que entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram se elevar, e por fim, na cota 8,60 metros, foi observado um decréscimo neste valor.

No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do E_{SPT} variam entre 24.000 e 27.000 kPa, para a correlação 1 e 28.000 e 31.500 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, estes valores variam entre 27.000 e 90.000 kPa, para a correlação 1 e 31.500 e 105.000 kPa para a correlação 2. Com relação ao trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, E_{SPT} varia entre 18.000 e 90.000 kPa, para correlação 1 e 27.000 e 105.000 kPa para a correlação 2, enquanto que entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, variam entre 115.500 e 111.000 kPa, usando a correlação 1 e 27.000 e 129.500 kPa para a correlação 2, e na cota 8,60 metros, estes valores são respectivamente, 36.000 e 42.000 kPa.

4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. “Ana Emília”

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT1 e ESPT2, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.15. Neste campo experimental, os valores apresentados são os dos ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

Da Figura 4.15, observa-se claramente as diferenças entre os furos ensaiados.

No Furo ESPT1, no trecho entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, observou-se que os valores do E_{SPT} não apresentaram um comportamento bem definido; entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, estes valores elevaram-se significativamente e de forma brusca, enquanto que na cota 6,60 metros, este parâmetro apresentou uma significativa redução.

Neste furo, o primeiro trecho, entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} , variando entre 12.000 e 24.000 kPa, para a correlação 1 e entre 14.000 e 28.000 kPa, para a correlação 2. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores do E_{SPT} variaram entre 24.000 e 66.000 kPa, para a correlação 1 e 28.000 e 82.000 kPa, para a correlação 2; enquanto que na cota 6,60 metros, os valores foram respectivamente 21.000 e 24.500 kPa.

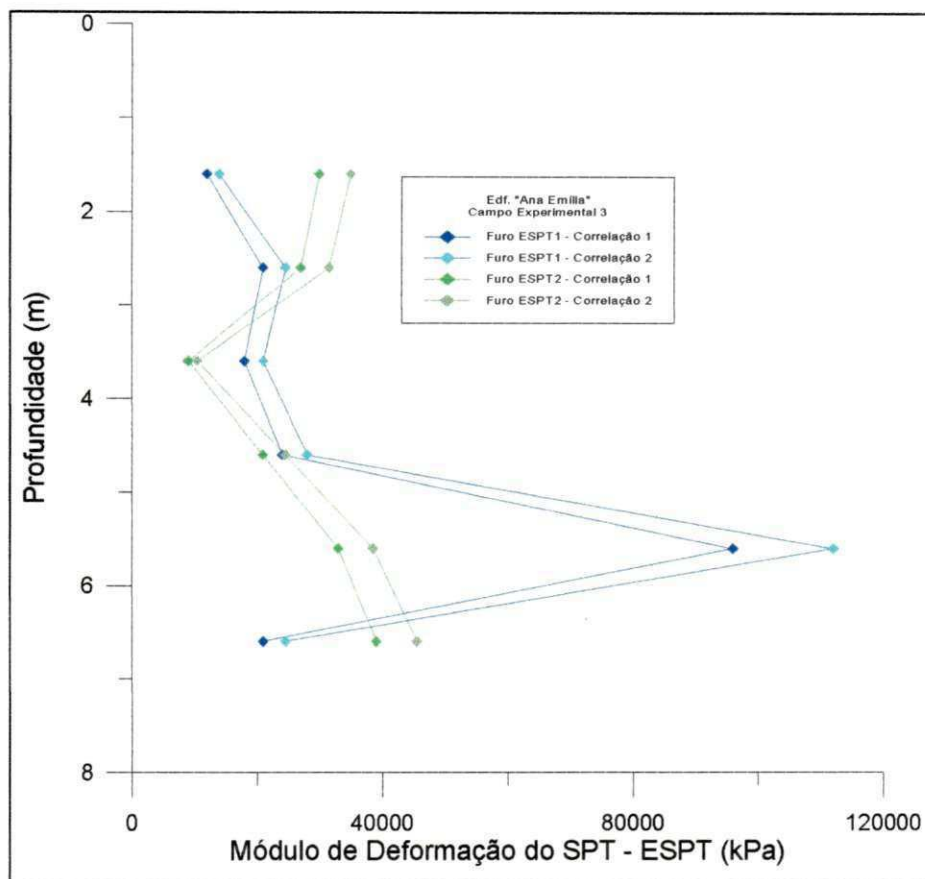


Figura 4.15 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício "Ana Emília".

Do Furo ESPT2, pode-se observar, que os valores do E_{SPT} apresentaram um comportamento decrescente entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o qual também manteve-se, no trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros. A partir da cota 3,60 metros, observou-se um comportamento crescente até a cota 6,60 metros.

No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores do E_{SPT} variaram entre 27.000 e 30.000 kPa, utilizando-se a correlação 1 e 31.500 e 105.000 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, observou-se que esta variação ficou entre 9.000 e 27.000 kPa, considerando-se a correlação 1 e 10.500 e 31.500 kPa, com a correlação 2, enquanto que no trecho entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, estes valores variaram entre 21.000 e 39.000 kPa, para a correlação 1, e 24.500 e 45.500 kPa, para a correlação 2.

4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , no Furo ESPT1, versus a profundidade, estão apresentados no gráfico da Figura 4.16. Neste campo experimental, os valores apresentados são os dos ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 4,60 metros.

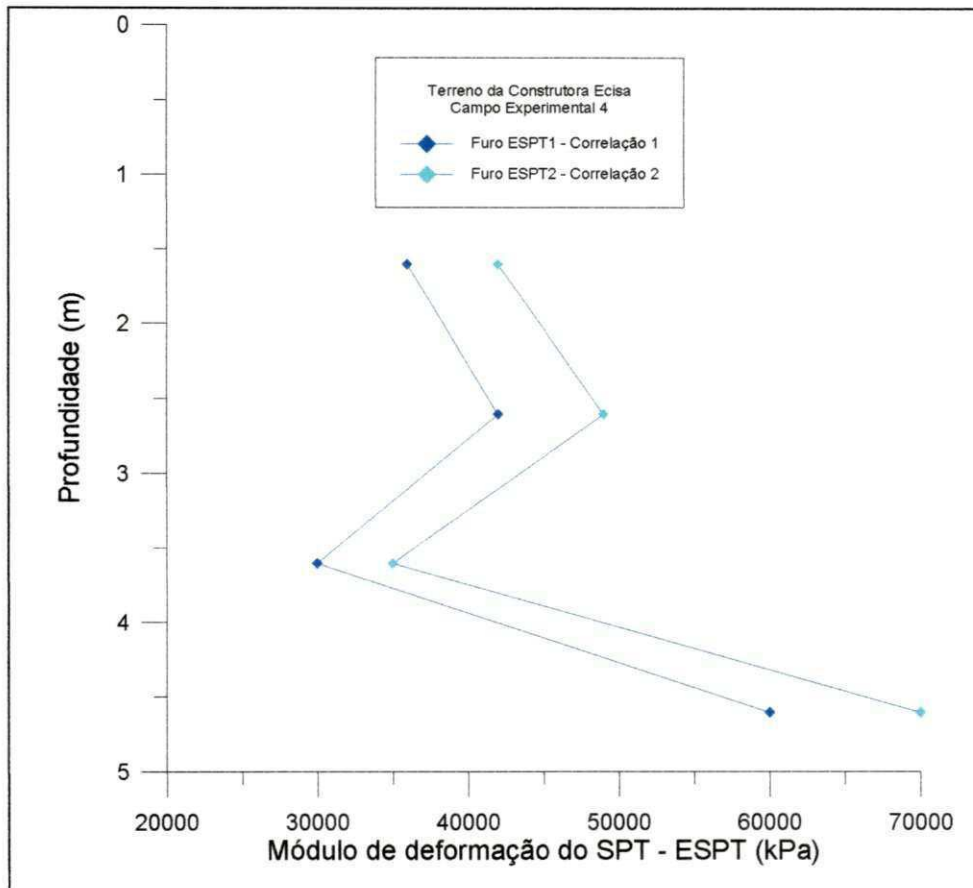


Figura 4.16 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Neste campo experimental, os valores do módulo de deformação obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , não apresentaram um comportamento bem definido e seus valores variaram entre 30.000 e 60.000 kPa, com o uso da correlação 1 e entre 35.000 e 70.000 kPa para a correlação 2.

4.2.3.1.5 - Campo Experimental 5 - Edf. “Estrela de Intermares”

O perfil dos valores do módulo de deformação do solo, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , nos Furos ESPT1 e ESPT2, versus a profundidade, estão apresentados na Figura 4.17. Neste campo experimental, os valores apresentados são os dos ensaios realizados entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

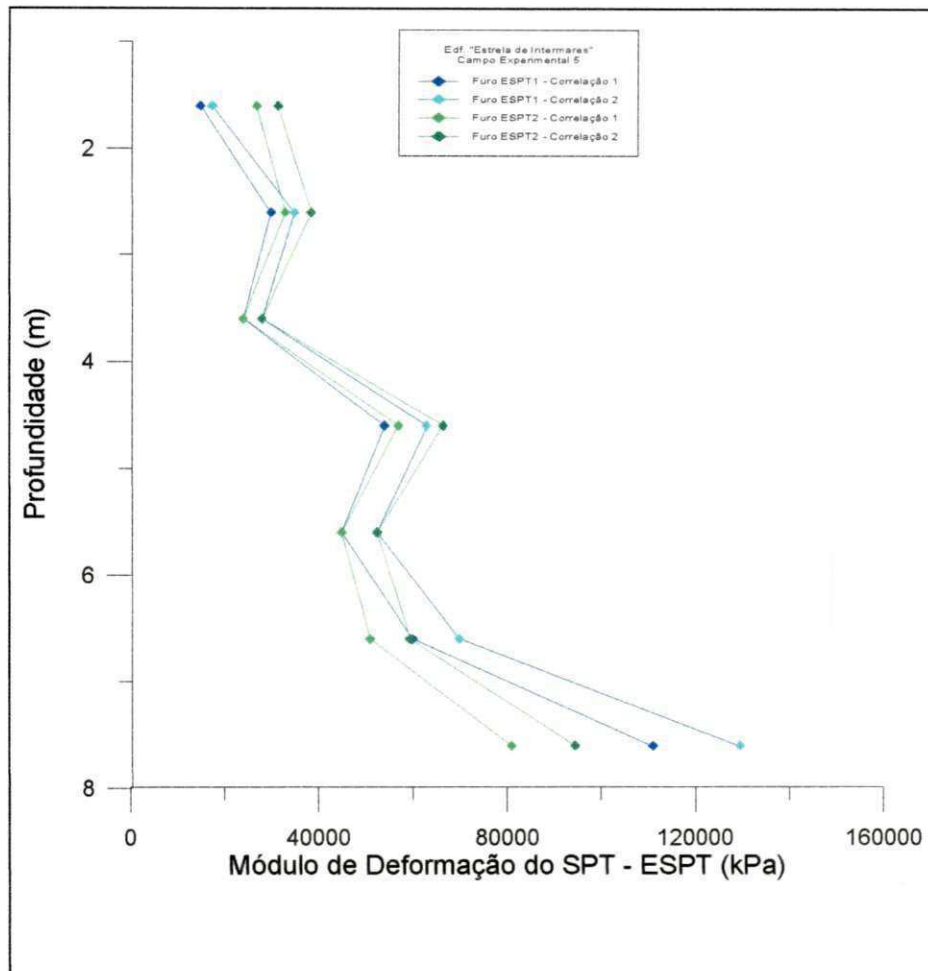


Figura 4.17 - Valores do módulo de deformação, obtidos através do ensaio SPT, E_{SPT} , (Correlações 1 e 2), versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.

No Furo ESPT1, observou-se que no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros os valores do E_{SPT} apresentaram-se com comportamento crescente, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, estes valores não apresentaram um comportamento bem definido, enquanto que no trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, os valores do E_{SPT} voltam a variar de forma crescente.

Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} variando entre 15.000 e 30.000 kPa, para a correlação 1 e 17.500 e 35.000 kPa, para a correlação 2. Entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, estes valores variaram entre 24.000 e 54.000 kPa, levando-se em conta a correlação 1 e 28.000 e 63.000 kPa, para a correlação 2. Com relação ao trecho entre as cotas 4,60 e 7,60 metros, os valores de E_{SPT} variaram entre 45.000 e 111.000 kPa, para a correlação 1 e 52.500 e 129.500 kPa, para a correlação 2.

No Furo ESPT2, o trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, apresentou valores do E_{SPT} com um comportamento irregular; no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores do E_{SPT} se elevaram e, em seguida, entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, decresceram. No trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a se elevar e apresentaram um comportamento crescente.

Neste furo, no trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de E_{SPT} variaram entre 24.000 e 33.000 kPa para a correlação 1, e entre 28.000 e 38.500 kPa para a correlação 2. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, estes valores variaram entre 24.000 e 57.000 kPa para a correlação 1 e entre 28.000 e 66.500 kPa para a correlação 2. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, estes valores variaram entre 45.000 e 57.000 kPa para a correlação 1 e 52.500 e 66.500 kPa para a correlação 2, enquanto que entre as cotas 5,60 e 7,60 metros foram obtidos valores do E_{SPT} variando entre 45.000 e 81.000 kPa para a correlação 1, e 52.500 e 94.500 kPa para a correlação 2.

4.2.3 - Parâmetros Obtidos do Ensaio Pressiométrico.

Através do ensaio pressiométrico, vários parâmetros do solo foram obtidos, para cada campo experimental analisado. Dentre esses parâmetros, podem ser destacados: o módulo pressiométrico (E_0), o módulo de elasticidade transversal (G), a pressão limite (P_L), a pressão limite efetiva (P_L'), a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), a pressão limite efetiva (P_f), além das relações E_0/P_L e E_0/P_L' .

De uma forma geral o comportamento de tais parâmetros, nos campos experimentais analisados, apresentou-se de forma bastante satisfatória quando comparados com os valores de referência obtidos e sugeridos por diversos autores (BRIAUD, 1992, CLARKE, 1995, MÉNARD, 1975 e outros); alguns destes parâmetros também apresentaram boa concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT.

4.2.3.1 - Módulo Pressiométrico Inicial (E_0)

O módulo pressiométrico inicial, E_0 , nos campos experimentais analisados, apresentou, de uma forma geral, resultados dentro dos valores esperados e uma boa concordância com os valores dos parâmetros obtidos do ensaio SPT.

Os valores do E_0 foram obtidos do trecho linear da curva pressiométrica corrigida, através da expressão 2.39.

4.2.3.1.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo E_0 , nos Furos EPF1, EPF2 e EPF3 versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.18. Os valores de E_0 foram obtidos no intervalo compreendido entre as cotas 1,00 e 7,60 metros, sendo que, por razões já citadas, no Furo EPF1, os ensaios foram executados entre as cotas 1,00 e 2,00 metros, enquanto que nos Furos EPF2 e EPF3 os ensaios variaram entre as cotas 2,60 e 7,60 metros.

No Furo EPF1, conforme citado anteriormente, foram executados apenas dois ensaios pressiométricos, uma vez que estes ensaios não puderam, em função da sua localização, ser relacionados diretamente com nenhum furo de sondagem executado no terreno (Figura 3.2). Além disso, estes foram os primeiros ensaios a serem realizados, nesta campanha de ensaios.

O reduzido número de ensaios no Furo EPF1 não permite que seja feita uma avaliação mais criteriosa do comportamento do módulo pressiométrico com a profundidade.

Na Figura 4.18 observa-se que o módulo pressiométrico E_0 apresentou o valor de 4.938,83 kPa, para a cota 1,0 metro e 5.122,05 kPa para a cota 2,0 metros. Esses valores obtidos são relativamente mais altos que os valores esperados.

No Furo EPF2 foram executados seis ensaios pressiométricos no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 7,60 metros. Os resultados obtidos, levando-se em consideração apenas o comportamento dos valores de E_0 , indicaram que o solo apresentou dois estratos distintos; o primeiro compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros e o segundo, compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros.

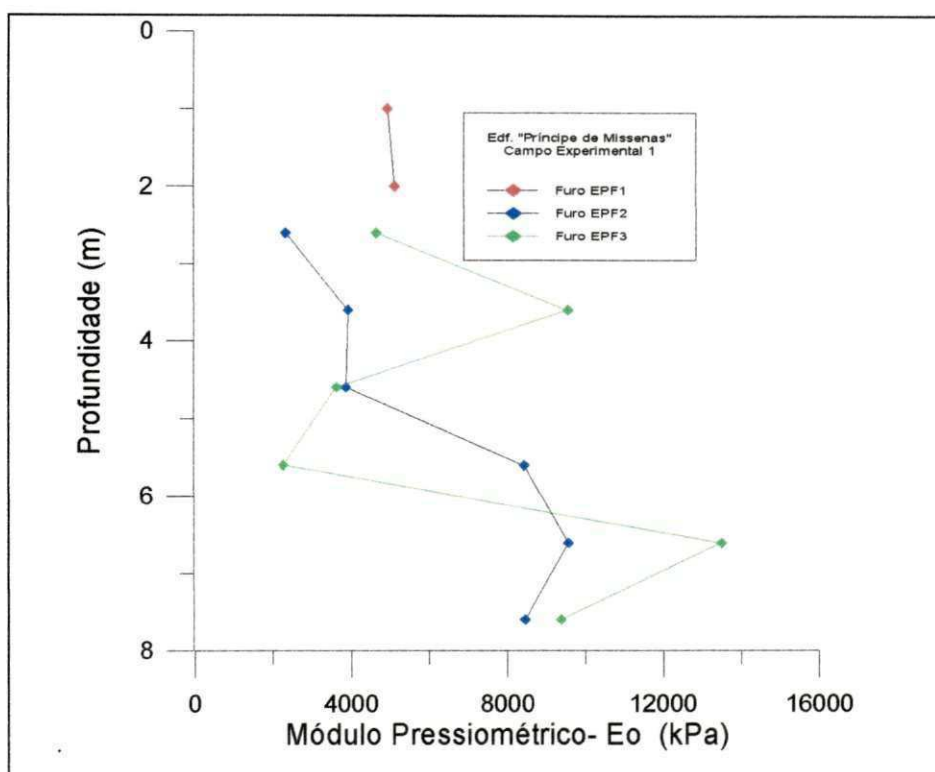


Figura 4.18 - Valores do módulo pressiométrico inicial, E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edifício "Príncipe de Missenas".

No trecho do Furo EPF2 compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores de E_0 apresentaram um comportamento irregular, variando entre 2.331,72 kPa, na cota 2,60 metros e 3.922,8 kPa na cota 3,60 metros. Observou-se, neste trecho, que os valores de E_0 apresentaram-se relativamente baixos; contudo, possuem uma discreta concordância com o perfil de sondagem do SPT mostrado na Figura 4.4. Este comportamento pode ser o indicativo de que os valores de E_0 sofreram influência das alterações causadas pelo corte do terreno, conforme citado anteriormente,

principalmente na cota 2,60 metros. Levando-se em consideração os valores referenciais encontrados na literatura pressiométrica, este trecho apresentou as mesmas características, podendo ser, desta forma, o indicativo da presença de um mesmo tipo de solo.

Ainda no Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros apresentou uma brusca mudança nos valores de E_0 , os quais são bem mais elevados que os valores do trecho anterior. Além disso, os valores de E_0 nas cotas 5,60 e 7,60 metros apresentaram um comportamento irregular e razoavelmente concordante com os valores do N_{SPT} e do E_{SPT} . Neste trecho, os valores do E_0 variaram entre 8.431,2 kPa na cota 5,60 metros e 9.572,72 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, E_0 assume o valor de 8.450 kPa. A brusca elevação observada nos valores de E_0 , neste trecho, se deve às mudanças das características do tipo de solo encontrado e das suas condições de compacidade.

No Furo EPF3 também foram realizados 06 ensaios pressiométricos e, da mesma forma que no Furo EPF2, estes foram executados entre as cotas 2,60 e 7,60 metros. Neste furo, levando-se em consideração os valores do E_0 , observou-se a existência de três estratos distintos; o primeiro compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o segundo entre as cotas 4,60 e 5,60 metros e o terceiro entre as cotas 6,60 e 7,60 metros.

De uma forma geral, os valores de E_0 , no furo EPF3, apresentaram uma boa concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os seus valores variaram entre 4.652,30 kPa, na cota 2,60 metros e 9.564,30 kPa, na cota 3,60 metros. Neste trecho, o comportamento de E_0 apresentou-se um pouco discrepante com relação ao comportamento dos parâmetros do SPT, principalmente na cota 2,60 metros; este fato, contudo, pode ser mais uma evidência das alterações causadas no terreno, conforme citado no Item 4.2.1, ou mesmo, das perturbações causadas no furo, durante a realização do ensaio, nesta cota, já que o módulo pressiométrico E_0 é bastante sensível às perturbações no solo. A partir da cota 3,60 metros, observou-se um decréscimo linear nos valores de E_0 até a cota 5,60 metros, com estes variando entre 9.564,30 kPa e 2.259,78 kPa na cota 5,60 metros.

Neste trecho, o comportamento dos valores do E_{SPT} apresentou-se bastante concordante com o dos parâmetros do SPT.

A partir da cota 5,60 metros, os valores do E_0 apresentaram-se bem mais elevados, com valores variando entre 13.499,20 kPa, na cota 6,60 metros e 9.380,20 kPa, na cota 7,60 metros. Esta elevação, também observada no perfil de sondagem da Figura 4.5, não apresentou a proporcionalidade esperada.

Dos resultados obtidos para o módulo pressiométrico, E_0 , nos furos realizados neste campo experimental, observou-se que houve uma concordância relativamente boa e, em alguns trechos, uma certa relação de proporcionalidade entre os valores do E_0 e os do número de golpes do SPT (N_{SPT}) e do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

4.2.3.1.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo, E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.19. Os valores de E_0 foram obtidos dentro do intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 8,60 metros.

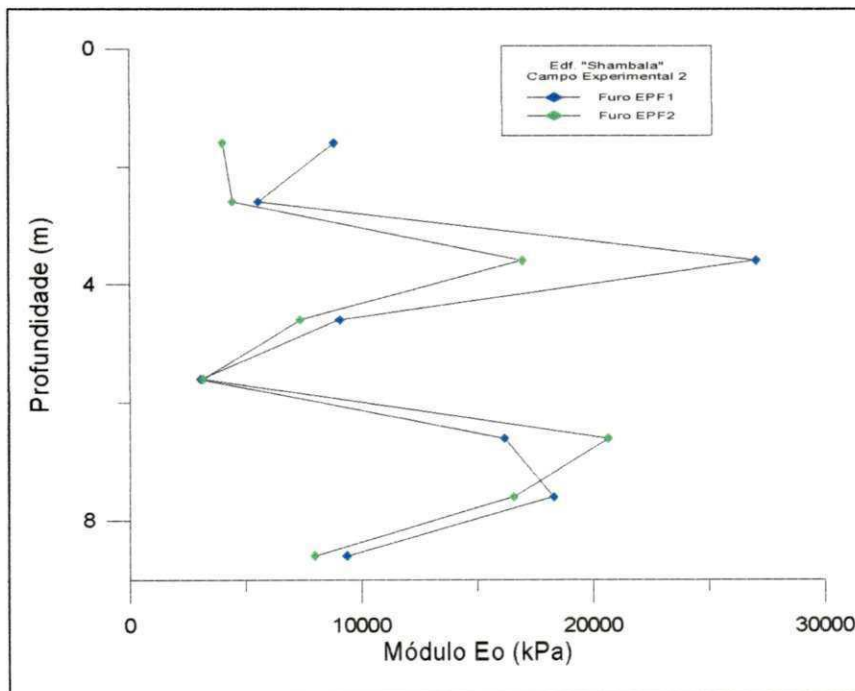


Figura 4.19 - Valores do módulo pressiométrico Inicial (E_0) versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício "Shambala".

De uma maneira geral, observou-se que os resultados obtidos para o módulo pressiométrico, E_0 , no Furo EPF1, apresentaram uma boa concordância com os valores de N_{SPT} , E_{SPT} e com o seu perfil de sondagem, tendo um comportamento praticamente similar a estes parâmetros. Constatou-se também, que a profundidade, aparentemente, não teve influência significativa sobre os resultados, tendo inclusive, em alguns trechos, comportamentos opostos.

No Furo EPF1 foram executados oito ensaios pressiométricos entre as cotas 1,60 e 8,60 metros. Dos resultados obtidos do ensaio SPT (Figura 4.6), constatou-se, em função do tipo e do estado de compacidade do solo, que existem praticamente, cinco estratos distintos: o primeiro estrato está delimitado pelas cotas 1,60 e 2,60 metros, o segundo entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o terceiro entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o quarto entre as cotas 6,60 e 7,60 metros e o último a partir de 7,60 metros.

No primeiro estrato, os valores de E_0 variaram entre 8.827,24 na cota 1,60 metros e 5.535,18 kPa, na cota 2,60 metros. Na cota 1,60 metros, o valor de E_0 mostrou-se mais elevado do que o valor estimado. Este fato, pode ser a evidência de que, nesta cota, o ensaio não tenha sido bem executado ou de que tenha ocorrido uma relevante perturbação durante o processo de perfuração, ou mesmo, na hora da execução do ensaio, uma vez que as perturbações são mais frequentes nos primeiros ensaios, quando o furo está começando a ser executado. No segundo estrato, os valores de E_0 apresentaram-se variando entre 5.535,18 kPa na cota 2,60 metros e 27.019,35 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro estrato, os valores de E_0 apresentaram-se mais baixos que os do trecho anterior e um comportamento aproximadamente linear e decrescente, cujos valores variaram entre 9.063,35 kPa na cota de 4,60 metros, chegando até 3.057,18 kPa na cota 5,60 metros. No quarto estrato, os valores de E_0 apresentaram-se com um comportamento aparentemente linear e crescente, variando entre 16.155,81 kPa na cota 6,60 metros e 18.262,01 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato E_0 sofreu uma redução significativa, assumindo o valor de 9.343,24 kPa na cota 8,60 metros.

No Furo EPF2, também foram executados oito ensaios pressiométricos, entre as cotas 1,60 e 8,60 metros. De posse dos resultados e do perfil de sondagem do SPT (Figura 4.7) e, da mesma forma que o furo EPF1, observou-se a existência de cinco

estratos distintos: o primeiro, delimitado pelas cotas 1,60 e 2,60 metros; o segundo, entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o terceiro, entre cotas 4,60 e 5,60 metros, o quarto entre, 6,60 e 7,60 metros, e o último, iniciando na cota 7,60 metros.

Neste furo, observou-se que os resultados obtidos apresentaram uma excelente repetibilidade com relação ao comportamento dos parâmetros obtidos do ensaio SPT, constatando-se apenas uma sutil discrepância na cota 7,60 metros, contudo este valor enquadrou-se, de forma adequada, dentro dos valores estimados.

No primeiro trecho (1,60 a 2,60 metros), os valores de E_0 apresentaram-se baixos e crescentes variando entre 4.017,6 kPa e 4.438,80 kPa. No segundo trecho (2,60 a 3,60 metros), os valores de E_0 foram bem mais elevados que o trecho anterior, também com comportamento crescente, variaram entre 4.438,80 e 16.946,60 kPa. A brusca elevação no valor de E_0 evidencia a mudança no estado de compacidade e no tipo de solo encontrado. No terceiro trecho (4,60 a 5,60 metros), os valores de E_0 tiveram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, assumindo valores de 7.356,3 kPa na cota 4,60 metros até 3.150,7 kPa na cota 5,60 metros. No quarto trecho (6,60 a 7,60 metros), os valores de E_0 apresentaram-se elevados, com um comportamento linear e decrescente, variando entre 20.635 kPa e 16.543,08 kPa. De modo análogo ao furo anterior, no início do quinto estrato, os valores de E_0 sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 7.963,32 kPa na cota 8,60 metros.

4.2.3.1.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo, E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.20. Os valores de E_0 foram obtidos no intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 6,60 metros.

Neste campo experimental foram executados um total de doze ensaios pressiométricos em dois furos: EPF1 e EPF2, sendo realizados seis ensaios em cada furo.

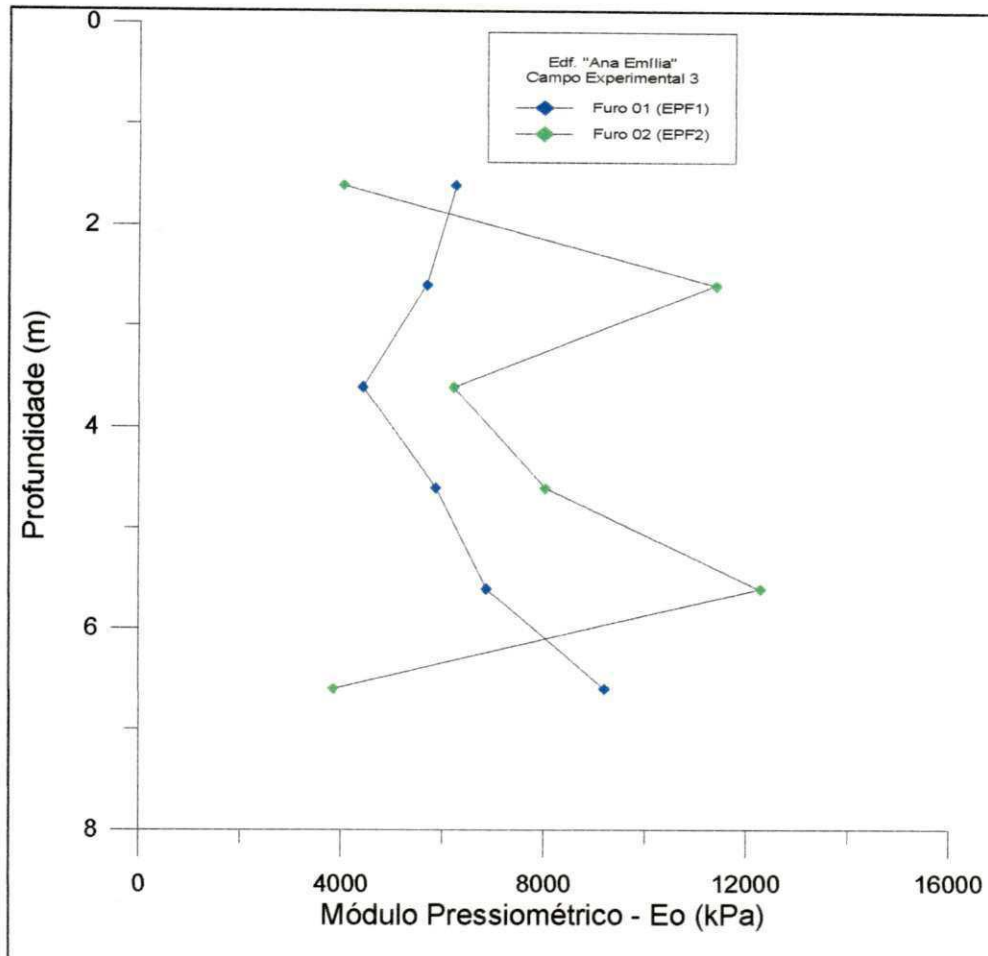


Figura 4.20 - Valores do módulo pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. Ana Emilia.

Analisando-se o Furo EPF1, observa-se que o perfil dos valores de E_0 apresentou uma concordância razoavelmente satisfatória com os dos valores do N_{SPT} , E_{SPT} e também com o perfil de sondagem do SPT. Neste furo, a identificação dos estratos através dos valores de E_0 ou de outros parâmetros, não se apresentou bem definida.

Utilizando-se o perfil de sondagem do SPT (Figura 4.10), como recurso auxiliar para a identificação dos estratos neste furo, observou-se que no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de E_0 apresentaram uma linearidade decrescente e variaram entre 6.254,09 kPa na cota 1,60 metros à 4.421,52 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 6,60 metros, E_0 teve um comportamento linear e crescente, variando entre 4.421,52 kPa na cota 3,60 metros e 9.202,62 kPa na cota 6,60 metros.

No Furo EPF2, os valores do módulo pressiométrico, E_0 , apresentaram, em alguns trechos, uma boa concordância com o comportamento dos parâmetros obtidos do ensaio SPT. Contudo, os valores de E_0 , nas cotas 1,60 e 2,60 metros, mostraram-se bem mais elevados do que os valores estimados. Este fato pode ser um indicativo da presença de um outro tipo de solo, encontrado neste trecho, ou mesmo de perturbações excessivas durante a execução do furo, já que o módulo pressiométrico é um parâmetro bastante sensível à perturbações.

Neste furo, entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores variaram irregularmente entre 4.034,80 kPa na cota 1,60 metros e 11.396,12 kPa na cota 2,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores do módulo pressiométrico apresentaram um comportamento crescente, variando entre 6.219,87 kPa e 12.288,30 kPa na cota 5,60 metros. Entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de E_0 decrescem, assumindo o valor de 3.851,40 kPa.

4.2.3.1.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

O perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo, E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.21. Estes valores foram obtidos dentro do intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 4,60 metros.

No Furo EPF1, deste campo experimental, pode-se observar que o perfil dos valores de E_0 apresenta um comportamento razoavelmente concordante com os perfis dos parâmetros obtidos do ensaio SPT, exceto na cota 3,60 metros. Nesta cota, contudo, não houve indícios de que tenha ocorrido perturbação do furo durante a execução do ensaio. Dessa forma, a distorção observada entre os valores do módulo pressiométrico E_0 e os dos parâmetros obtidos do ensaio SPT, provavelmente sejam decorrentes de estados de compacidade diferenciados entre os Furos EPF1 e ESPT1.

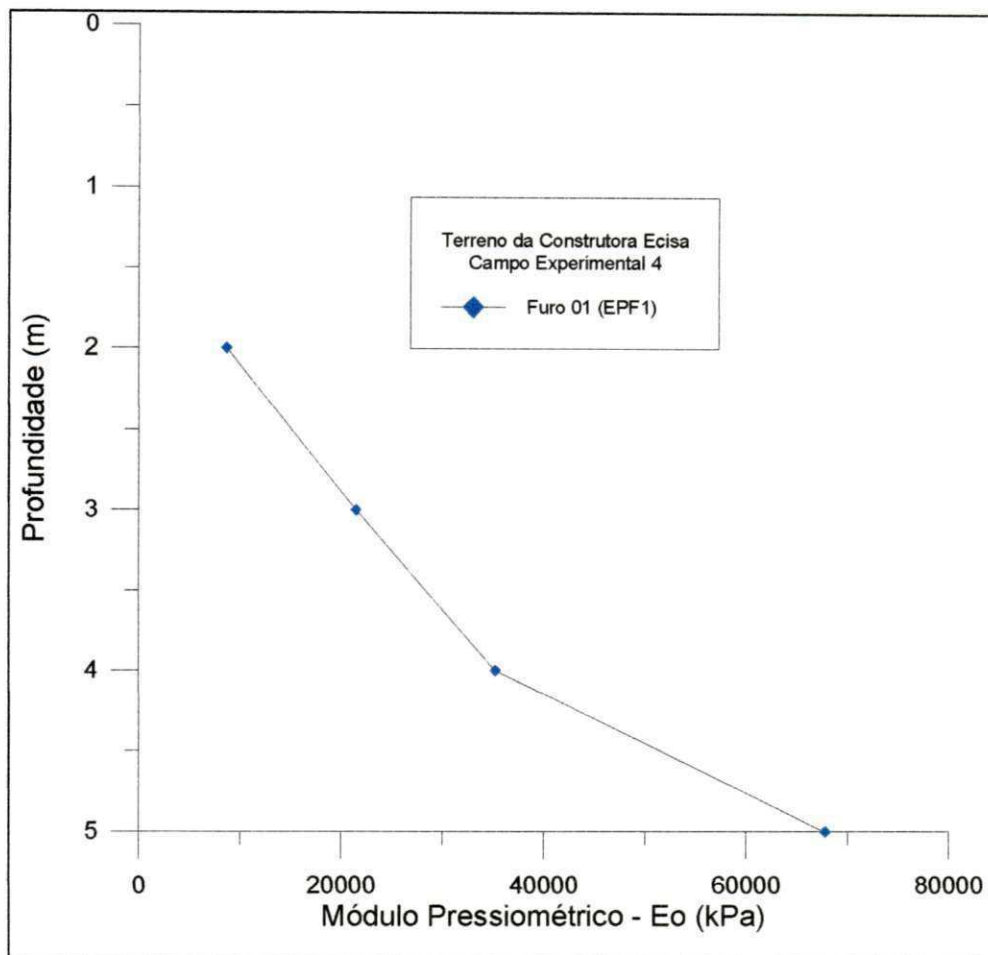


Figura 4.21 - Valores do Módulo Pressiométrico E_0 versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Do perfil formado pelos valores de E_0 observou-se um comportamento linear e crescente com relação a profundidade, com os valores de E_0 apresentando-se bastante elevados e variando entre 8.666,48 kPa e 67.797,48 kPa. Observou-se também, que o valor de E_0 , na cota 4,60 metros, teve um aumento bastante significativo. Esta elevação no valor de E_0 pode ser um indicativo de que o solo apresentou uma mudança no tipo e/ou no seu estado de compactidade.

4.2.3.1.5 - Campo Experimental 4 - Edifício “Estrela de Intermares”

Neste campo experimental, o perfil dos valores do módulo pressiométrico do solo E_0 , obtidos no trecho linear da curva pressiométrica corrigida versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.22. Os valores de E_0 foram obtidos dentro do intervalo compreendido entre as cotas 1,60 e 7,60 metros.

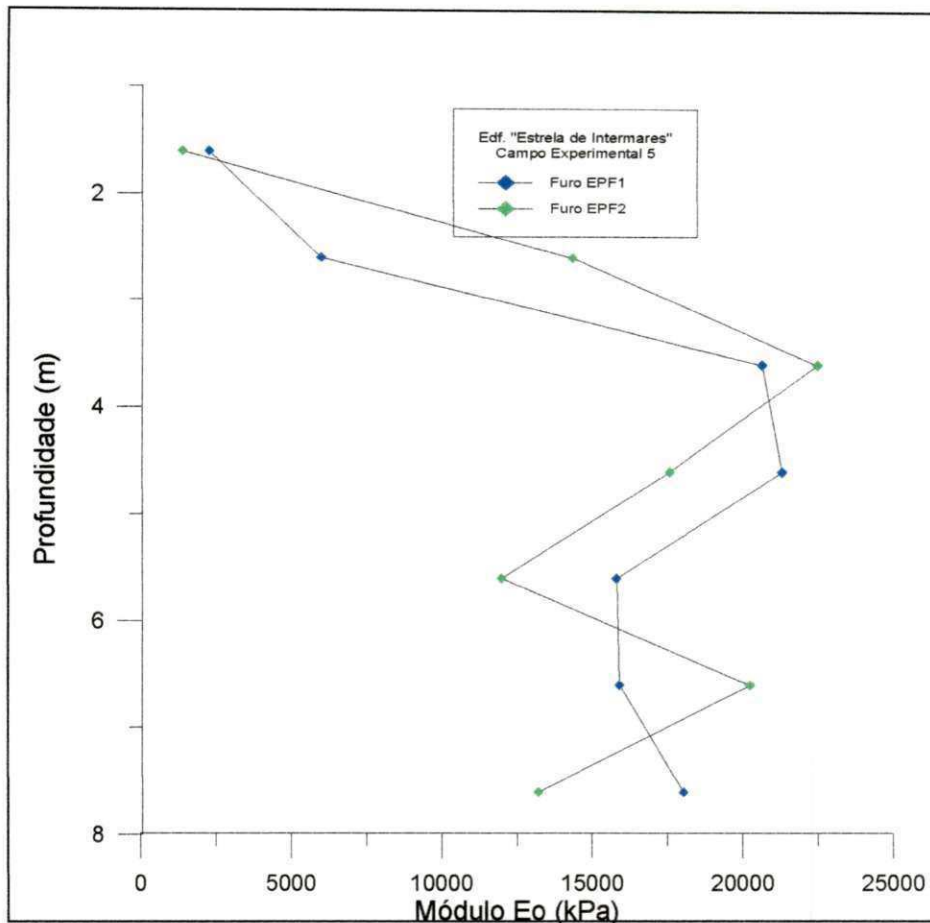


Figura 4.22 - Valores do Módulo Pressiométrico E_0 , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.

Neste campo experimental, observou-se que os parâmetros obtidos através do ensaio pressiométrico, apresentaram-se bem mais elevados do que o esperado. Conforme visto no Item 4.2.1, as alterações no estado de compactidade, resistência e deformabilidade ocorridas foram bastante significativas e ficaram bastante evidenciadas pelos resultados obtidos. Com relação ao perfil do SPT, os valores de E_0 apresentaram-se bastante discrepantes.

Do Furo EPF1, pode-se observar que o perfil dos valores de E_0 apresenta um comportamento irregular com relação ao número de golpes do SPT e do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}). No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de E_0 variaram de forma crescente entre 2.270,22 e 20.652,40 kPa. Neste trecho observou-se também um considerável aumento do valor de E_0 , na cota 3,60

metros, caracterizando, possivelmente, uma mudança significativa no tipo ou no estado de compactidade do solo encontrado.

No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0 apresentaram um comportamento análogo ao do SPT, com estes valores se apresentando, também bastante elevados e mantidos praticamente no mesmo patamar, variando entre 20.652,39 kPa na cota 3,60 e 21.316,51 kPa na cota de 4,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de E_0 foram reduzidos e ficaram variando entre 15.816,32 kPa na cota 5,60 metros e 15.918 kPa na cota 6,60 metros. Neste trecho houve uma discreta concordância com o comportamento do SPT. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, observou-se um comportamento discretamente crescente, com os valores variando entre 15.918 kPa na cota 6,60 metros e 18.037,64 kPa na cota 7,60 metros.

No Furo EPF2, observou-se que os valores de E_0 também foram bastante elevados, entretanto, na cota 1,60 metros, o valor obtido foi bem inferior ao valor estimado, ficando em torno de 1.395 kPa. Esta distorção foi decorrente da presença de um material silteoso, que substituiu o solo natural (areia fina, fofa à medianamente compacta), o qual foi utilizado como aterro. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o módulo pressiométrico E_0 apresentou-se bastante elevado, com um comportamento linear e crescente, com seus valores variando entre 14.365,65 kPa e 22.487,7 kPa. Ainda neste trecho, observou-se também, através de um exame tátil-visual e de informações obtidas com a equipe de sondagem, que na cota 3,60 metros, o solo encontrado no Furo EPF1 não era o mesmo encontrado no Furo ESPT1.

No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de E_0 foram elevados e apresentaram um comportamento linear e decrescente, com seus valores variando entre 22.487,7 e 12.011,30 kPa. Entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0 não apresentaram uma regularidade bem definida e variaram entre 12.011,30 kPa na cota 5,60 metros e 20.257,30 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, o valor de E_0 foi 13.210,90 kPa.

Neste campo experimental, de uma forma geral, os altos valores obtidos para o módulo pressiométrico, indicam, ao que parece, que as alterações ocorridas no subsolo causaram melhores condições de resistência e de deformabilidade do solo.

4.2.3.2 - Módulo de Elasticidade Transversal (G).

Os valores do módulo de elasticidade transversal ou módulo cisalhante, “G”, em todos os campos experimentais, foram obtidos do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica, através da Expressão 2.38. De uma forma geral, estes valores apresentaram a mesma repetibilidade e comportamento dos gráficos do módulo pressiométrico E_0 .

4.2.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.

Os valores do módulo de elasticidade transversal, G, neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.23.

Deste gráfico, observa-se que, no furo EPF1, os valores de G são 1.856,7 kPa, na cota 1,0 metro e 1.925,66 kPa na cota 2,0 metros.

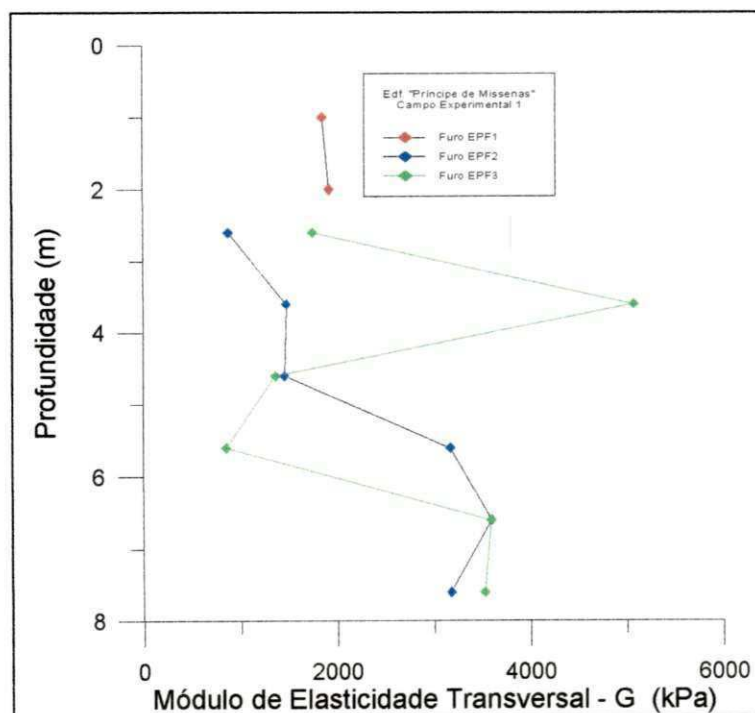


Figura 4.23 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. “Príncipe de Missenas”.

No Furo EPF2, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores de G também apresentaram um comportamento irregular, variando entre 876,3 kPa na cota 2,60 metros e 1.474,4 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, a brusca elevação nos valores G também foi significativa e seus valores variaram entre 3.169,6 kPa na cota 5,60 metros e 3.176,70 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, G assume o valor de 3.176,7 kPa.

No Furo EPF3, os valores do módulo de elasticidade transversal G, no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, apresentaram-se variando entre 1.748,90 kPa na cota 2,60 metros e 5.074,90 kPa na cota 3,60 metros. Este comportamento também mostrou-se um pouco discrepante com relação ao comportamento dos parâmetros obtidos a partir do SPT. A partir da cota 3,60 metros houve uma elevação no valor de G, seguida de um decréscimo linear até a cota 5,60 metros, com uma variação entre 5.074,90 kPa na cota 3,60 metros e 849,50 kPa na cota 5,60 metros.

A partir da cota 5,60 metros, os valores de G se elevaram e variaram entre 3.595,60 kPa na cota 6,60 metros e 3.526,30 kPa na cota 7,60 metros, o que também foi observado pelo perfil de sondagem da Figura 4.5.

4.2.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.24.

No Furo EPF1, os valores de G, no primeiro estrato, variaram entre 3.318,51 kPa na cota 1,60 metros e 2.080,90 kPa na cota 2,60 metros. No segundo estrato (2,60 a 3,60 metros), os valores de G sofreram uma significativa elevação, chegando a assumir o valor de 10.157,67 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro estrato (3,60 e 5,60 metros), os valores de G apresentaram-se mais reduzidos e com um comportamento linear e decrescente bastante diferenciado, no qual os seus valores variaram entre 10.157,67 kPa na cota de 3,60 e 1.149,34 kPa na cota de 5,60 metros; no quarto estrato (5,60 e 7,60 metros), G apresentou um comportamento, em função da profundidade, crescente e

quase linear, cujos valores variaram entre 1.149,34 kPa na cota 5,60 metros e 6.865,41 kPa na cota de 7,60 metros. No quinto estrato (7,60 e 8,60 metros), os valores de G foram novamente reduzidos, assumindo o valor de 3.512,68 kPa na cota 8,60 metros.

No Furo EPF2, o módulo de elasticidade transversal G, no primeiro estrato, apresentou valores baixos, os quais variaram entre 1.510,15 kPa na cota 1,60 metros e 1.668,40 kPa na cota 2,60 metros. No segundo estrato (2,60 e 3,60 metros), os valores de G sofreram, da mesma forma que o furo anterior, uma significativa elevação, chegando a assumir o valor de 6.370,67 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro estrato (3,60 e 5,60 metros), por sua vez, os valores de G apresentaram-se bem mais reduzidos e com um comportamento linear e decrescente, variando entre 6.370,67 kPa na cota 3,60 metros e 1.184,21 kPa na cota 5,60 metros; no quarto estrato (5,60 e 7,60 metros), G apresentou valores mais elevados e com um comportamento irregular, cujos valores variaram entre 1.148,34 kPa na cota 5,60 metros e 7.757,50 kPa na cota 6,60 metros e 6.219,3 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato (7,60 e 8,60 metros), os valores de G também sofreram uma brusca diminuição, assumindo o valor de 2.993,61 kPa, contudo não se pode fazer uma avaliação mais criteriosa, já que se tem apenas este ensaio, neste estrato.

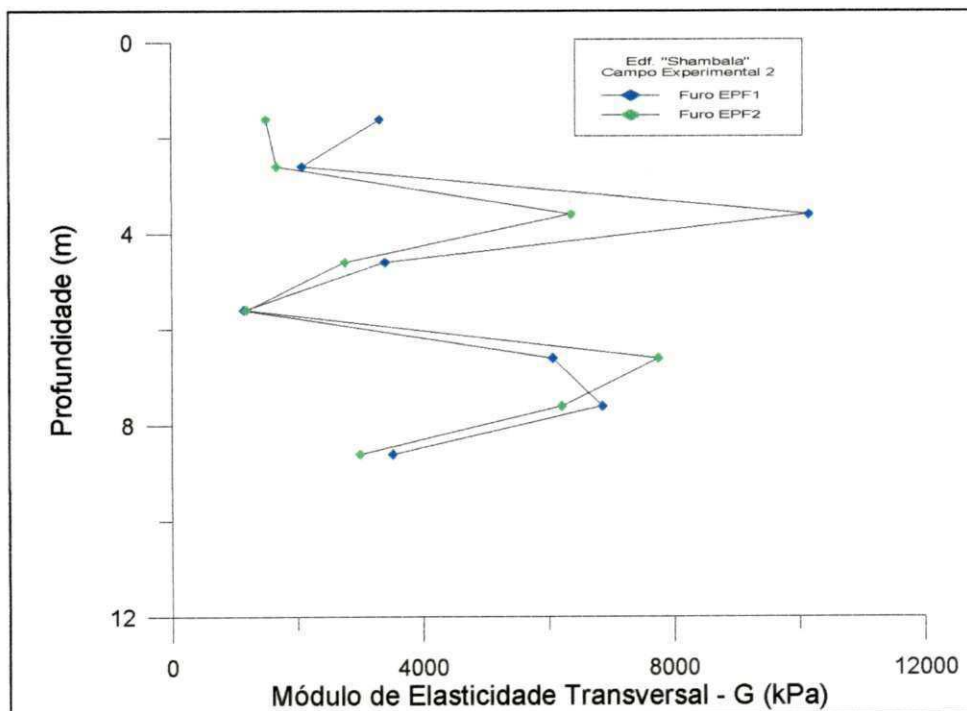


Figura 4.24 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. "Shambala".

4.2.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são mostrados através da Figura 4.25.

Deste gráfico, observa-se que, no Furo EPF1, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de G também se apresentaram sem muita variação e uma linearidade decrescente, cujos valores variaram entre 2.350,80 kPa na cota 1,60 metros e 1.662,22 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, também não foram observadas muitas variações, contudo, os valores de G apresentaram um comportamento linear e crescente, variando entre 1.662,22 kPa na cota 3,60 metros e 2.582,20 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de G apresentaram um aumento mais acentuado, assumindo o valor de 3.459,60 kPa.

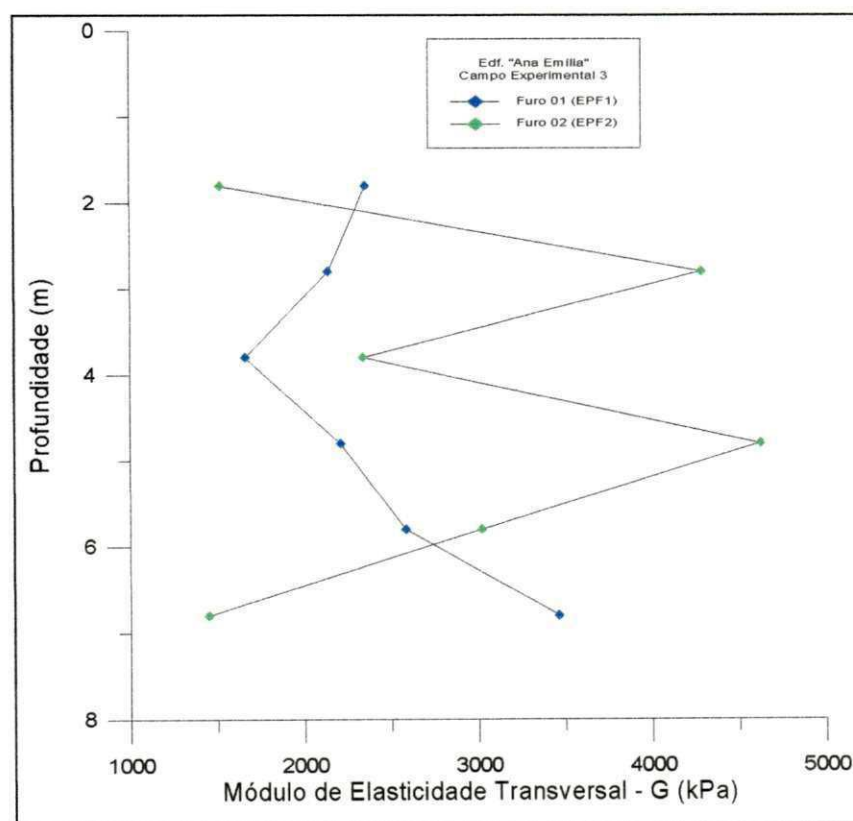


Figura 4.25 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”.

No Furo EPF2, pode-se observar que o perfil dos valores de G também apresentaram discrepâncias, em alguns trechos, se comparados ao comportamento dos parâmetros do SPT. Entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de G variaram, de forma irregular, entre 1.516,84 kPa na cota 1,60 metros e 4.284,26 kPa na cota 2,60 metros. A discrepância observada na cota 2,60 metros, também foi constatada pelos valores de G. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores do módulo cisalhante G, apresentaram um comportamento crescente, variando entre 2.338,31 kPa e 4.619,55 kPa na cota 5,60 metros e entre as cotas 5,60 e 6,60 metros os valores de G decresceram, assumindo o valor de 1.447,90 kPa na cota 6,60 metros.

4.2.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são mostrados através na Figura 4.26.

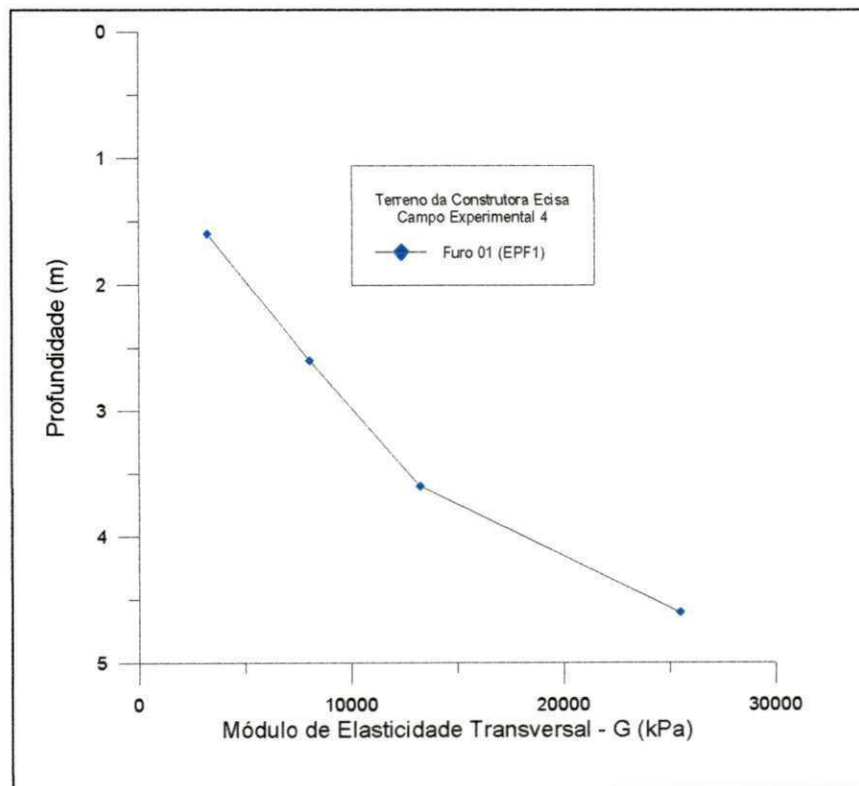


Figura 4.26 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Do Furo EPF1, observou-se que o perfil formado pelos valores de G também tem um comportamento linear e crescente com relação a profundidade, apresentando valores

de G bastante elevados e variando entre 3.258,1 kPa e 25.487,78 kPa. Além disso, o valor de G na cota 4,60 metros também teve um aumento bastante significativo.

4.2.3.2.5 - Campo Experimental 5 -Edifício “Estrela de Intermares”.

Os valores do módulo de elasticidade transversal, neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.27.

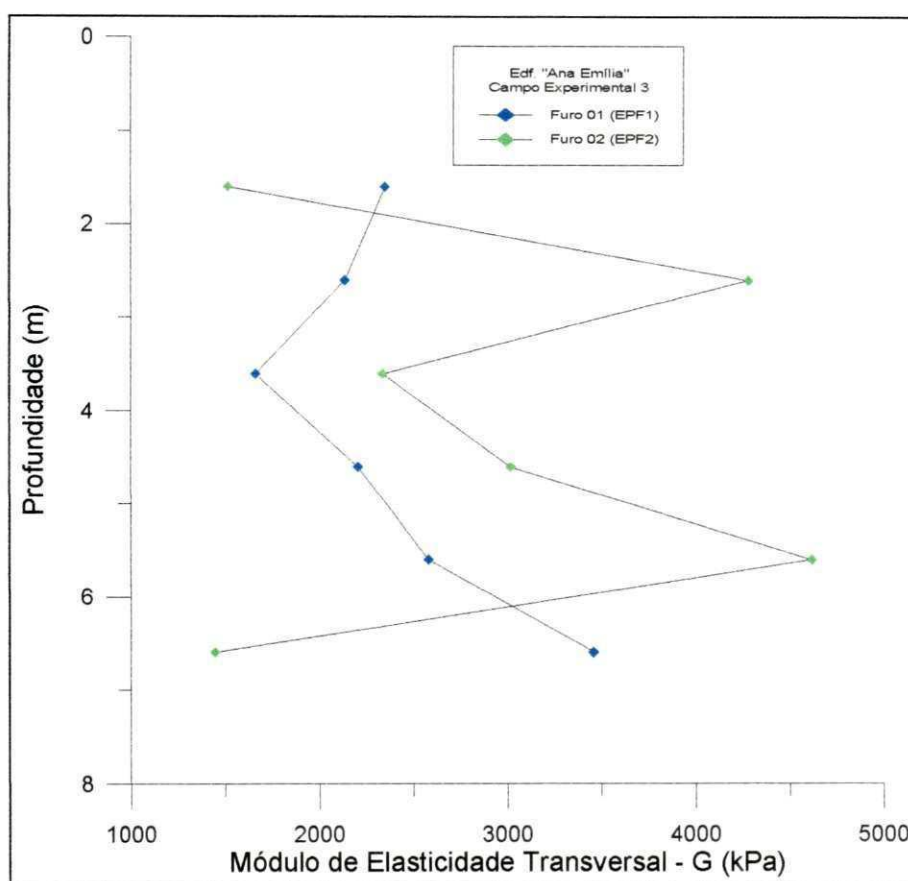


Figura 4.27 - Valores do módulo de elasticidade transversal G, versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edif. “Estrela de Intermares”.

Deste gráfico, observa-se que, no Furo EPF1, o perfil dos valores de G também apresentaram um comportamento discrepante dos parâmetros obtidos do ensaio SPT. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, estes valores variaram, de forma crescente, entre 856,40 e 7.763,90 kPa, observando-se também que na cota 3,60 metros, ocorreu um considerável aumento. Já no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros os valores de G se mostraram elevados e com um comportamento praticamente

constante, variando entre 7.764,20 kPa na cota 3,60 e 8.013,53 kPa na cota 4,60 metros. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, observou-se uma significativa redução, com os valores de G variando entre 7.764,20 kPa e 5.945,87 kPa. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de G tiveram um comportamento discretamente crescente, já que, entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, estes valores são bastante próximos, e em seguida, teve-se uma pequena elevação na cota 7,60 metros. Os valores, neste trecho, variaram entre 5.984,21 kPa na cota 6,60 metros e 6.780,82 kPa na cota de 7,60 metros.

Analisando-se o Furo EPF2, observou-se que o comportamento dos valores de G também tiveram uma discreta concordância com os valores do E_{SPT} e do N_{spt} , e também apresentaram-se bastante elevados, exceto na cota 1,60 metros. Nesta cota, o valor obtido para G foi 524,3 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o solo apresentou um comportamento linear e crescente, com os valores de G variando entre 5.400,65 kPa e 8.454,1 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de G apresentaram-se com comportamento linear e decrescente, variando entre 8.454,1 e 4.515,30 kPa e entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de G não apresentaram regularidade definida, variando entre 4.515,30 kPa e 7.615,30 kPa.

De uma forma geral, nos Furos EPF1 e EPF2, os valores do módulo cisalhante G , também apresentaram valores bem mais elevados do que os esperados, o que ratifica as alterações já citadas anteriormente no Item 4.2.1.

4.2.3.3 - Pressão Limite do Solo (P_L).

Os valores da pressão limite, P_L , estão diretamente relacionados com a resistência à ruptura do solo. Dos ensaios realizados no presente trabalho, observou-se que estes valores não são tão sensíveis às perturbações do furo e dos métodos de perfuração utilizados, quanto o módulo pressiométrico e outros parâmetros analisados.

Os valores da pressão limite do solo, nos campos experimentais analisados, foram obtidos, sempre que possível, diretamente da curva pressiométrica. Nos ensaios em que

esta obtenção não foi possível, estes valores foram obtidos através do método de extrapolação log V, sugerido pelas normas NF P 94-110 e ASTM 4719, conforme foi descrito anteriormente no Item 2.1.3.3.2.

De uma forma geral, os resultados obtidos para a pressão limite P_L , foram bastante satisfatórios e apresentam-se bem mais coerentes e confiáveis que os dos módulos pressiométrico E_0 e de elasticidade transversal G.

4.2.3.3.1 - Campo Experimental 1 -Edifício “Príncipe de Missenas”.

Neste campo experimental, os valores obtidos para a pressão limite, conforme se observa na Figura 4.28, apresentam uma boa concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT e, em alguns trechos, também com os valores dos módulos pressiométrico E_0 e de elasticidade transversal G.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite variaram de forma crescente entre 555,67 kPa e 1.094,70 kPa.

No Furo EPF2, observou-se que a pressão limite apresentou uma melhor concordância com o comportamento dos perfis geotécnicos do que com os parâmetros pressiométricos já analisados.

No Furo EPF2, no estrato compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores da pressão limite P_L , apresentaram-se crescentes, variando entre 652,17 kPa na cota 2,60 metros e 1.198,00 kPa na cota 4,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, esses valores continuaram crescentes, contudo bem mais elevados e variando entre 1.558,62 kPa na cota 5,60 metros e 1.684,02 kPa na cota 6,60 metros. Na cota 7,60 metros, houve um ligeiro decréscimo e o valor de P_L diminuiu para 1.324,50 kPa.

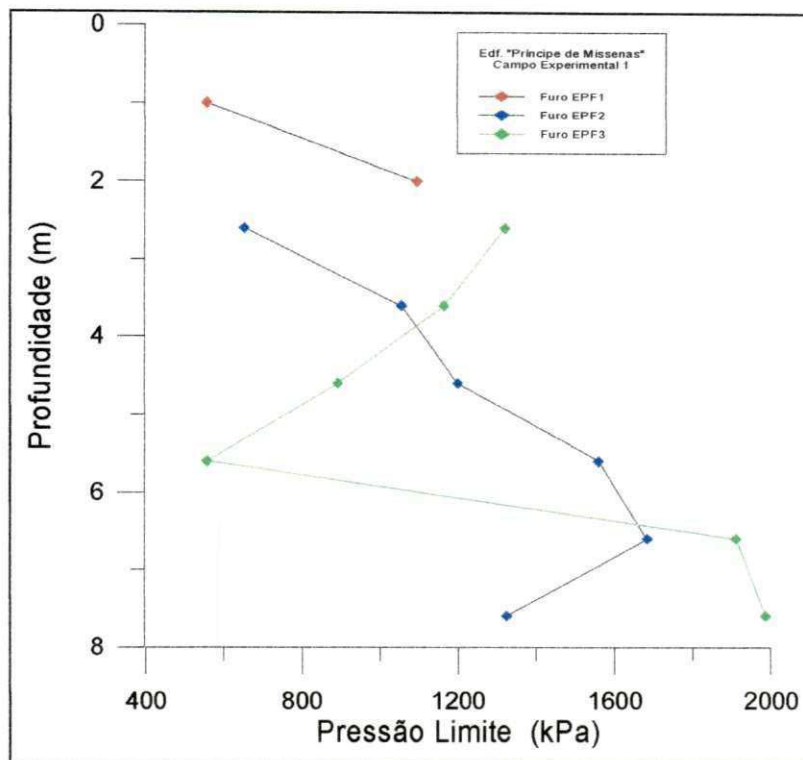


Figura 4.28 - Valores da pressão limite, P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.

Analisando-se o comportamento dos valores da pressão limite P_L , neste furo, observou-se que estes apresentaram uma significativa concordância com o comportamento dos parâmetros já analisados, sobretudo com os valores do número de golpes do SPT, N_{SPT} (Figura 4.3). Ao que parece, a discrepância observada no valor de P_L , na cota 2,60 metros, foi em decorrência das alterações do estado de compactidade do solo, causadas pelo corte no terreno, conforme citado no Item 4.2.1.

No Furo EPF3, os valores da pressão limite, P_L , também apresentaram uma boa concordância com os parâmetros já analisados, principalmente, com os do N_{SPT} . O primeiro trecho (2,60 a 3,60 metros), apresentou uma discreta linearidade decrescente, cujos valores variaram entre 1.320,72 kPa na cota 2,60 metros e 1.163,03 kPa na cota 3,60 metros. No segundo trecho (4,60 e 5,60 metros), os valores de P_L , continuaram a apresentar um comportamento decrescente; neste caso, entretanto, os valores de P_L são bem mais inferiores, com seus valores variando entre 891,30 kPa e 558 kPa. Com relação ao trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, P_L apresentou uma brusca e significativa elevação, com seus valores variando entre 1.910,02 kPa na cota 6,60 metros e 1986,40 kPa na cota 7,60 metros.

4.2.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite P_L , obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, apresentaram resultados bastante satisfatórios e com significativa concordância com os valores do número de golpes do SPT (N_{SPT}), do módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), como também, com os módulos pressiométrico (E_0) e cisalhante (G). Os valores da pressão limite versus a profundidade são apresentados na Figura 4.29.

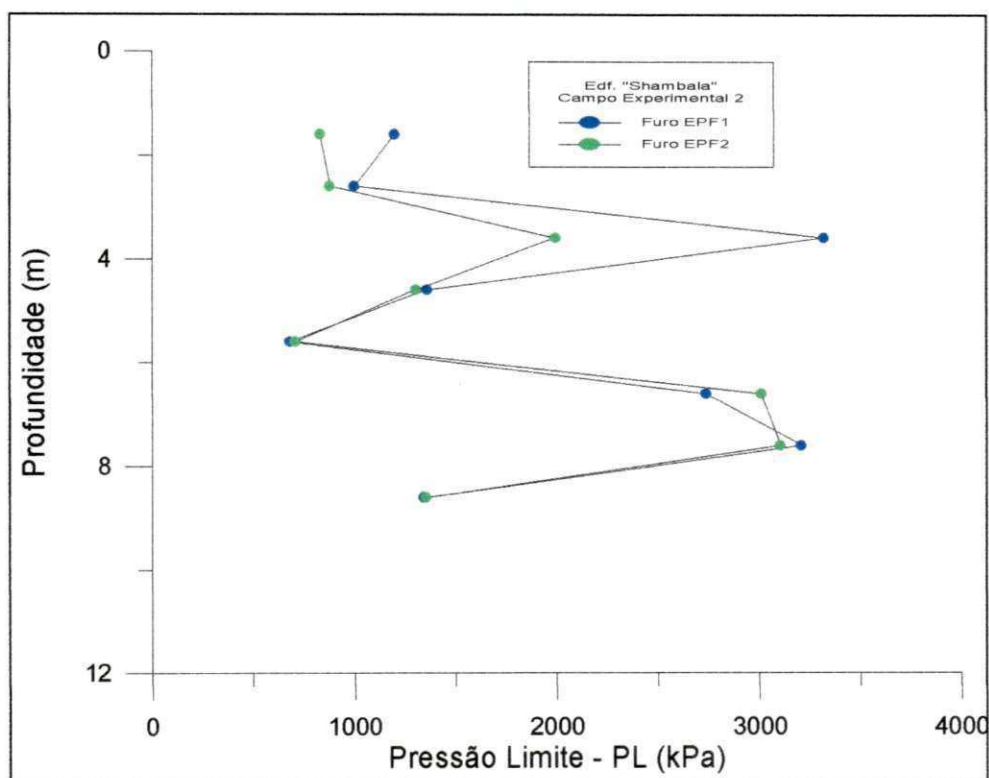


Figura 4.29 - Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edifício Shambala.

No Furo EPF1, a pressão limite, P_L , apresenta-se da seguinte forma: no primeiro trecho (1,60 e 2,60 metros), os valores de P_L são bastante próximos e apresentaram um comportamento decrescente, variando entre 1.201,6 kPa e 1.008,80 kPa. No segundo trecho (2,60 e 3,60 metros), os valores de P_L se apresentaram bem mais elevados que os do trecho anterior, variando de forma crescente entre 1.008,80 kPa e 3.320,60 kPa. A brusca elevação nos valores de P_L evidencia a mudança de camada de solo. No terceiro trecho (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L apresentaram uma significativa redução e variaram de forma linear e decrescente, entre 3.320,60 kPa na cota 3,60 metros e 681,7

kPa na cota 6,0 metros. No quarto trecho (5,60 e 7,60 metros), os valores de P_L não apresentam um comportamento linear bem definido, contudo, observou-se que estes valores são bem mais elevados que o da cota 5,60 metros, variando entre 681,7 kPa e 3.208,80 kPa. De modo análogo ao furo anterior, no início do quinto estrato, os valores de P_L sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 1.343,30 kPa na cota 8,60 metros.

De uma maneira geral, observou-se que os resultados obtidos neste furo possuíram uma excelente concordância com os valores do N_{SPT} , do E_{SPT} , com o perfil de sondagem do SPT e também com os parâmetros pressiométricos analisados.

No Furo EPF2, o primeiro trecho (1,50 e 2,60 metros), apresentou valores de P_L variando entre 831,70 kPa na cota 1,60 metros e 880,20 kPa na cota 2,60 metros. Este comportamento da pressão limite foi praticamente similar ao do número de golpes do SPT, obtidos no Furo ESP2, para o este mesmo trecho. O valor de P_L na cota 1,60 metros, ao contrário do módulo pressiométrico, mostrou-se dentro da faixa de valores estimada, indicando assim que a pressão limite P_L , não é tão vulnerável às perturbações no furo quanto o módulo pressiométrico E_0 .

No segundo trecho (2,60 e 3,60 metros), o perfil dos valores de P_L continuou acompanhando o comportamento dos parâmetros do ensaio SPT; neste trecho, a pressão limite teve um elevado aumento, chegando à 1.993,30 kPa na cota 3,60 metros. No terceiro trecho (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L apresentaram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, cujos valores variaram entre 1993,30 kPa na cota de 3,60 metros e 707,57 kPa na cota 5,60 metros. No quarto trecho (5,60 e 7,60 metros), P_L teve um comportamento aparentemente linear e crescente, com seus valores variando entre 707,57 kPa na cota 5,60 metros e 3.104,3 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato, entre as cotas 7,60 e 8,60 metros, os valores de P_L também sofreram uma diminuição significativa, assumindo o valor de 1.352,2 kPa na cota 8,60 metros.

De uma forma geral, o Furo EPF2, da mesma forma que o furo anterior, também apresentou uma excelente concordância com o comportamento dos valores dos parâmetros do ensaios SPT e com os do módulo pressiométrico E_0 . Observando-se a

Figura 4.29, constata-se que a partir da cota 4,60 metros, as condições de resistência dos Furos EPF1 e EPF2, são bastante próximas.

4.2.3.3.3 - Campo Experimental 3 -Edifício “Ana Emília”.

Da Figura 4.30, observa-se que os valores da pressão limite obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, também apresentaram resultados satisfatórios e, de uma forma geral, com boa concordância com os valores do número de golpes do SPT (N_{SPT}) e uma razoável concordância com o módulo pressiométrico (E_0) e com o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}).

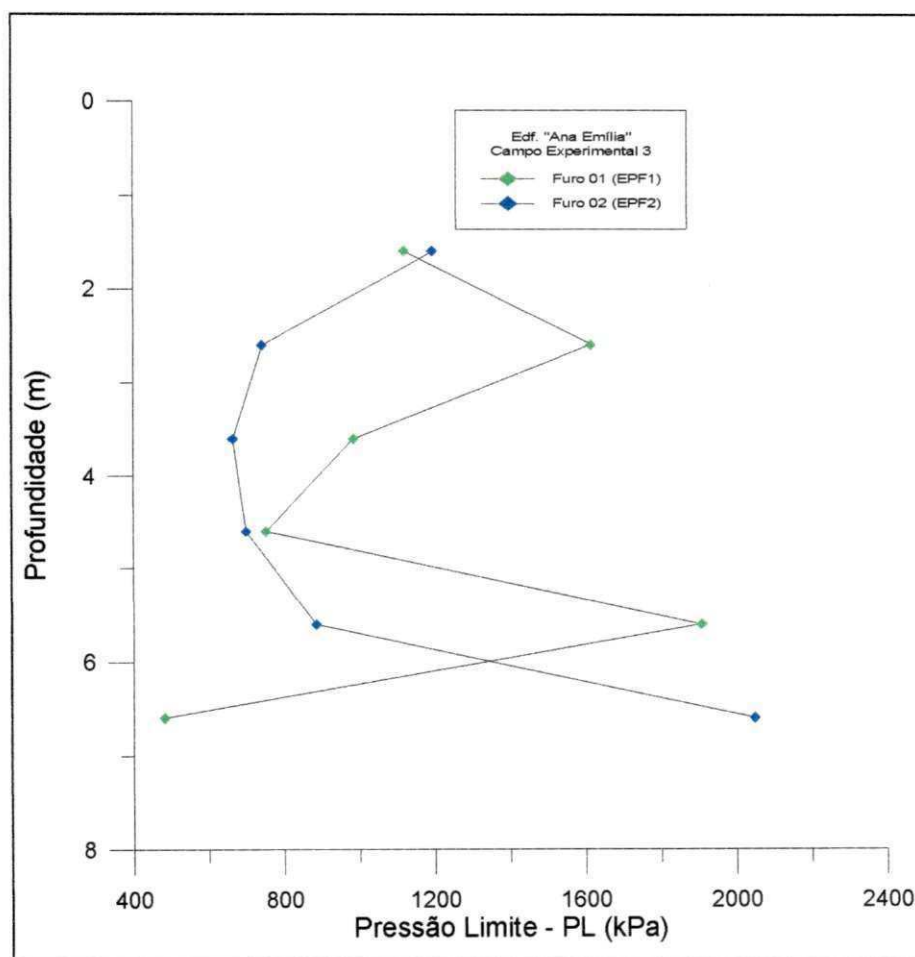


Figura 4.30 - Valores da Pressão limite, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

Analisando-se o Furo EPF1, pôde-se observar que o perfil dos valores de P_L apresentou uma razoável concordância com os valores do N_{SPT} e do E_{SPT} . Entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de P_L variaram de forma decrescente e com valores

bastante diferenciados, entre 1.195,87 kPa na cota 1,60 metros e 664,28 kPa na cota 3,60 metros. No trecho entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, os valores de P_L tiveram um comportamento crescente com seus valores variando entre 700,80 kPa na cota 4,60 metros e 2.047,40 kPa na cota 6,60 metros. Observou-se que no trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, P_L apresentou um significativo aumento, mostrando-se que nesta cota o solo encontrado apresenta melhores condições de resistência.

Do Furo EPF2, observou-se que o comportamento dos valores de P_L não se apresentam bem definidos. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão limite não apresentaram a mesma proporcionalidade, observada no gráfico do módulo pressiométrico E_0 . Contudo, houve uma relevante concordância com os parâmetros obtidos do ensaio SPT. Neste trecho, os valores da pressão limite P_L , variaram entre 1.120,00 kPa na cota 1,60 metros e 1.615,60 kPa na cota 2,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores de P_L apresentaram-se mais baixos e com comportamento decrescente, variando entre 1.615,60 kPa na cota 2,60 metros e 751,50 kPa na cota 4,60 metros. Este resultado é relativamente concordante com os parâmetros do SPT e do ensaio pressiométrico já obtidos, contudo, observa-se que o valor da pressão limite, na cota 4,60 metros, apresenta-se discrepante do comportamento do módulo pressiométrico e dos parâmetros do SPT. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, os valores de P_L se apresentaram de forma irregular, porém com boa concordância com os parâmetros do SPT. Neste trecho, os valores apresentaram-se bastante diferenciados e variaram entre 481,95 kPa na cota 6,60 metros e 1.908,30 kPa na cota 5,60 metros. A brusca elevação do valor de P_L , observada na cota 5,60 metros, é uma evidência da mudança no tipo de solo encontrado neste trecho.

Dos resultados apresentados pela pressão limite, nos Furos EPF1 e EPF2, observou-se que, com exceção de alguns trechos, estes se apresentaram com valores relativamente baixos para a pressão limite; contudo, conforme se observa nas Figuras 4.9 e 4.10, os valores do N_{SPT} também mostraram o mesmo comportamento.

4.2.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores da pressão limite do solo são apresentados, em função da profundidade, na Figura 4.31.

Dos resultados obtidos no Furo EPF1 (Figura 4.31), observou-se que os valores da pressão limite apresentaram-se relativamente baixos entre as cotas 1,60 e 2,60 metros e extremamente elevados, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. De uma forma geral, estes valores apresentaram uma razoável concordância com o comportamento dos valores dos parâmetros obtidos do ensaio SPT e do módulos pressiométrico (E_0) e cisalhante (G).

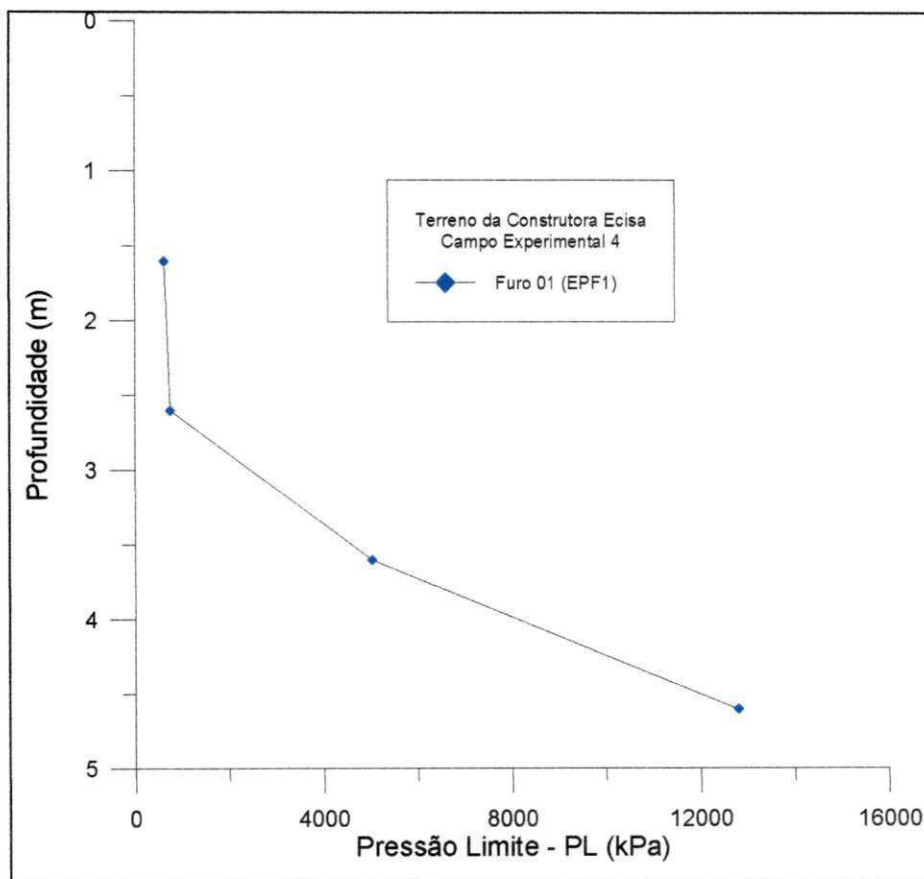


Figura 4.31 - Valores da Pressão Limite versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite apresentaram-se com um comportamento sem uma linearidade bem definida, mas com valores crescentes com relação a profundidade. Os resultados obtidos caracterizam a existência de dois trechos com condições de resistência distintas. o primeiro, entre as cotas 1,60 e 2,60 metros,

onde os valores da pressão limite variaram entre 633,36 kPa na cota 1,60 metros e 752,40 kPa na cota 2,60 metros, e o segundo, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, que apresentou uma significativa elevação, com os valores da pressão limite variando entre 5.032,10 kPa e 12.800 kPa.

4.2.3.3.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores da pressão limite do solo, em função da profundidade, são apresentados na Figura 4.32. Deste gráfico, observou-se que os valores da pressão limite, P_L , apresentaram, valores significativamente elevados, principalmente a partir da cota 2,60 metros. Este fato demonstra que os furos, mesmo sendo executados em um local relativamente distante da área de construção do edifício (Figura 3.10), sofreram grandes alterações nas suas condições de compacidade, resistência e deformabilidade, ficando assim evidenciado, a influência de fatores alheios, conforme citado no Item 4.2.1, afetando consideravelmente às condições iniciais de resistência e deformabilidade do solo.

Os valores da pressão limite, P_L , obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, apresentaram uma discreta concordância no comportamento, com os parâmetros do ensaio SPT e com o módulo pressiométrico, E_0 ; contudo seus valores apresentaram-se com uma relação de proporcionalidade bastante diferenciadas das dos campos experimentais anteriores.

No Furo EPF1, na cota 1,60 metros, o valor para P_L foi de 755,40 kPa; no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite (P_L) variaram de forma crescente e linear, alcançando valores de até 3.496,3 kPa na cota 3,60 metros. Após a cota 3,60 metros, os valores de P_L apresentam um comportamento linear e decrescente, esses valores, entretanto, permanecem bastante elevados, variando entre 3.496,3 kPa e 1752,09 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, estes valores apresentaram-se elevados e com comportamento irregular, variando entre 3.352,3 kPa na cota 6,60 e 2.601,20 kPa na cota 7,60 metros.

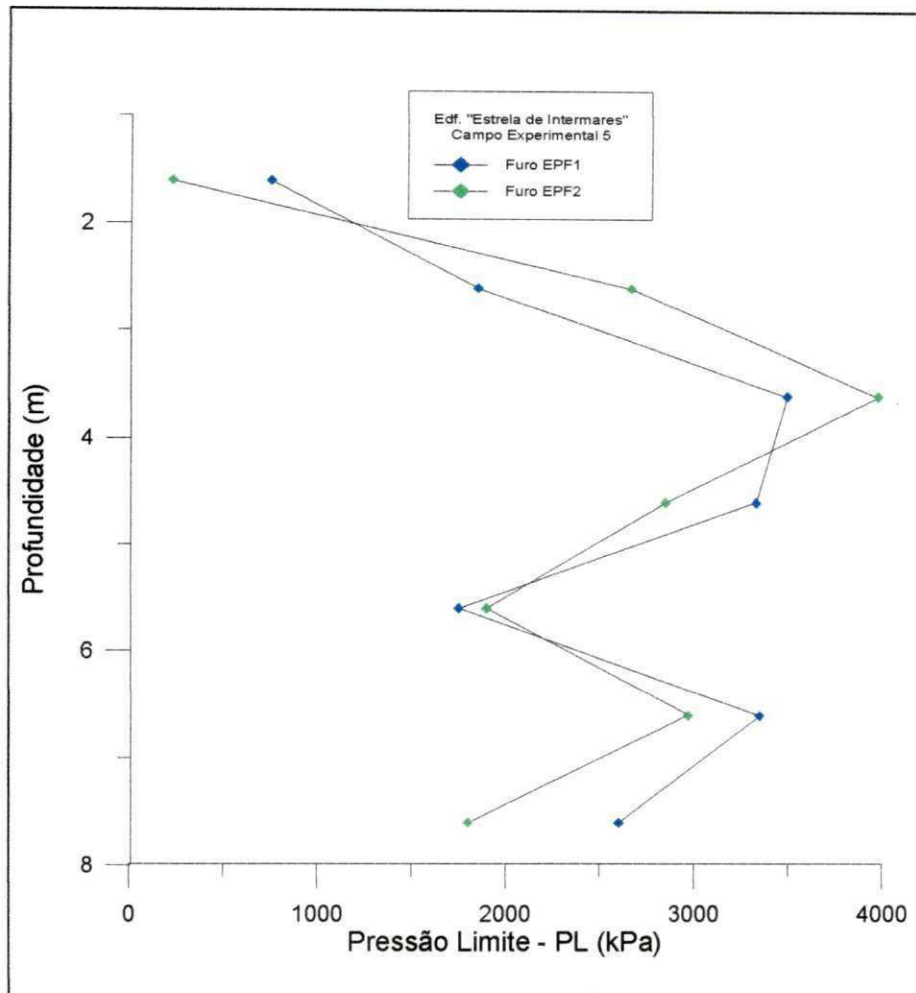


Figura 4.32 - Valores da Pressão Limite P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. Estrela de Intermares.

O Furo EPF2 apresentou um comportamento bastante parecido ao do Furo EPF1. Na cota 1,60 metros, obteve-se o valor de $P_L = 229,3$ kPa, este valor, extremamente baixo, é decorrência do tipo de solo encontrado durante a perfuração, ou seja um aterro constituído de um solo siltoso e, sendo assim, um valor bastante compatível com o tipo de solo encontrado. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite (P_L) variaram de forma crescente e linear, alcançando valores de até 3.980,3 kPa na cota 3,60 metros. Após a cota 3,60 metros, os valores de P_L também apresentaram valores elevados e com um comportamento linear e decrescente, variando entre 3.980,3 kPa e 1.907,09 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores da pressão limite, P_L , apresentaram-se com comportamento irregular, com seus valores variando entre 2.972,8 kPa na cota 6,60 metros e 1.801,02 kPa na cota 7,60 metros.

4.2.3.4 - Pressão Limite Efetiva (P_L')

Os valores da pressão limite efetiva do solo, P_L' , nos campos experimentais ensaiados, foram obtidos através da Expressão 2.44, utilizando-se a metodologia citada no Item 2.3.3.3.

De uma forma geral, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , apresentaram uma boa repetibilidade com relação ao comportamento dos valores da pressão limite, P_L , e uma boa concordância com os valores dos parâmetros do SPT e em alguns casos, com os módulos pressiométricos (E_0) e cisalhantes (G). Alguns ensaios, entretanto, apresentaram valores discrepantes, em decorrência, principalmente, da subjetividade do método de obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), conforme foi visto no Item 2.1.3.3.4 do capítulo 2.

4.2.3.4.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , são apresentados na Figura 4.33.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite efetiva são 514,67 kPa na cota 1,0 metro e 946,71 kPa na cota 2,0 metros.

No Furo EPF2, no estrato compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, observa-se que na cota 2,60 metros, o valor de P_L' é 581,17 kPa, enquanto que no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, esses valores apresentam um comportamento ligeiramente crescente, variando entre 954,3 kPa na cota 3,60 metros e 1.088,60 kPa na cota 4,60 metros. Observa-se também, neste trecho, que os valores de P_L' , apresentam a mesma repetibilidade da pressão limite P_L . No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de P_L' , continuaram crescentes, porém bem mais elevados, variando entre 1.415,60 e 1.565,30 kPa. Na cota 8,60 metros P_L' sofre uma redução assumindo o valor de 1.108,00 kPa. De uma forma geral, o Furo EPF3 apresentou a mesma repetibilidade observada no comportamento da pressão limite P_L .

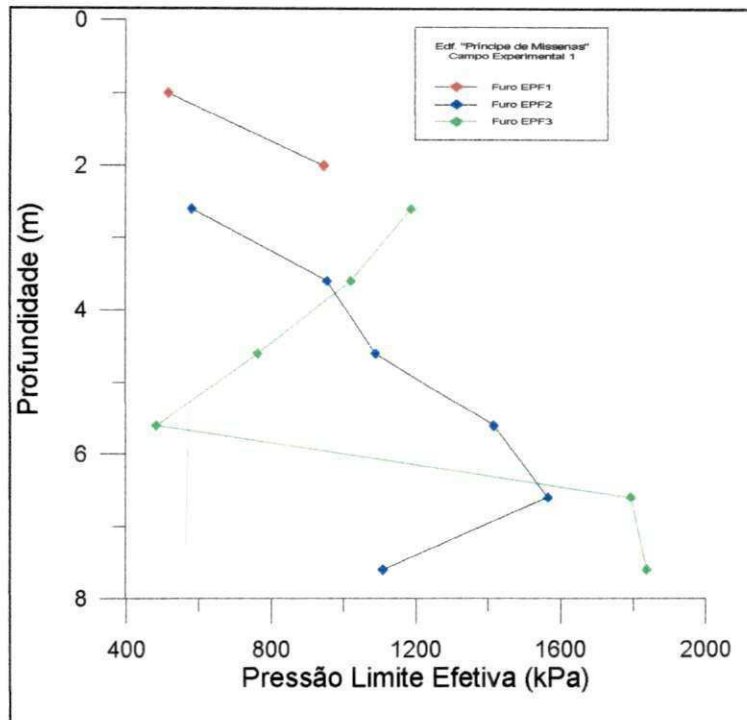


Figura 4.33 - Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edif. "Príncipe de Missenas".

No Furo EPF3, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , também apresentaram a mesma repetibilidade da pressão limite e uma boa concordância com o comportamento dos valores do módulo pressiométrico e, principalmente, com os do SPT. No primeiro trecho (2,60 a 3,60 metros), os valores de P_L' , apresentaram uma linearidade decrescente, cujos valores variaram entre 1.186,72 kPa na cota 2,60 metros e 1.019,70 kPa na cota 3,60 metros. Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, a pressão limite efetiva, P_L' , continuou com um comportamento decrescente, só que mais acentuado, cujos valores variaram entre 763,30 kPa e 483,20 kPa, na cota 5,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores também aumentaram significativamente e variaram, de forma crescente, entre 1.794,20 kPa e 1.836,84 kPa, na cota 7,60 metros.

4.2.3.4.2 - Campo Experimental 1 - Edifício "Shambala"

Neste campo experimental, os valores da pressão limite efetiva são apresentados na Figura 4.34.

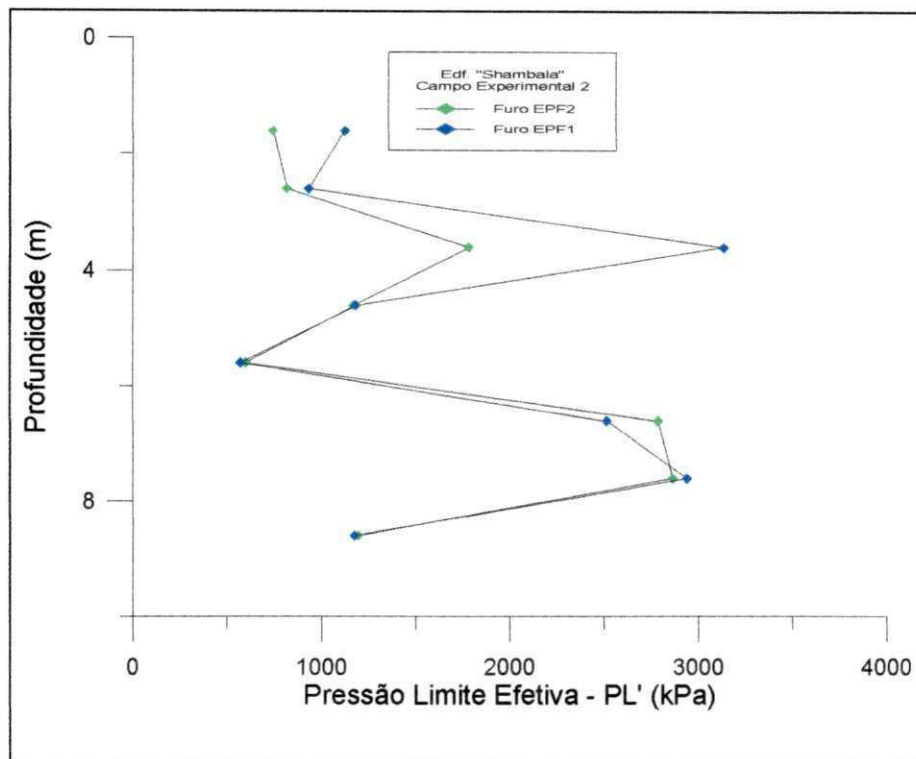


Figura 4.34 - Valores da pressão limite efetiva P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. "Shambala".

No Furo EPF1, o primeiro estrato (1,60 e 2,60 metros), apresentou valores de P_L' , variando entre 744,30 kPa na cota 1,60 metros e 816,70 kPa na cota 2,60 metros. Este comportamento é praticamente similar ao da pressão limite, obtidos neste mesmo trecho. No segundo estrato (2,60 e 3,60 metros), o perfil dos valores de P_L' , continuaram acompanhando o comportamento da pressão limite P_L tendo a pressão limite efetiva um elevado aumento, chegando à 1.782,00 kPa na cota 3,60 metros.. No terceiro estrato (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L' apresentaram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, cujos valores variaram entre 1.782,00 kPa na cota de 3,60 metros e 599,80 kPa na cota 5,60 metros. No quarto estrato (5,60 e 7,60 metros), P_L' , teve um comportamento aparentemente linear e crescente, com seus valores variando entre 599,80 kPa na cota 5,60 metros e 2.865,72 kPa na cota 7,60 metros. No quinto estrato (7,60 e 8,60 metros), os valores de P_L' sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 1.194,90 kPa na cota 8,60 metros.

No Furo EPF2, o comportamento da pressão limite efetiva, P_L' , apresentou-se da seguinte forma; no primeiro trecho (1,60 e 2,60 metros), os valores de P_L' apresentaram-se decrescentes, variando entre 1.126,30 kPa e 933,80 kPa. No segundo trecho (2,60 e

3,60 metros), os valores de P_L' foram bem mais elevados do que os valores do trecho anterior, variando de forma crescente entre 933,80 kPa e 3.134,60 kPa. No terceiro trecho (3,60 e 5,60 metros), os valores de P_L' tiveram um comportamento aproximadamente linear e decrescente, assumindo valores entre 3.134,60 kPa na cota 3,60 metros e 568,70 kPa na cota 5,60 metros. No quarto trecho (5,60 e 7,60 metros), os valores de P_L' , assim como a pressão limite, também não apresentaram um comportamento linear bem definido, contudo, observou-se que estes valores foram bem mais elevados que o da cota 5,60 metros e variaram entre 568,70 kPa e 2.940,50 kPa. De modo análogo ao furo anterior no início do quinto estrato os valores de P_L' sofreram uma diminuição, assumindo o valor de 1.176,30 kPa na cota 8,60 metros.

De uma maneira geral, observou-se nos Furos EPF1 e EPF2, que os resultados obtidos para a pressão limite efetiva P_L' , tinham uma boa concordância com os respectivos valores da pressão limite, do N_{SPT} , com o perfil de sondagem do SPT, com os valores do módulo pressiométrico, E_0 , e do módulo de deformação do SPT. Além disso, constatou-se também que, a partir da cota 4,60 metros, as condições de resistência dos Furos EPF1 e EPF2, apresentaram-se bastante próximas.

4.2.3.4.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , são apresentados na Figura 4.35.

No Furo EPF1, no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , apresentaram-se com comportamento decrescente, com uma certa linearidade entre as cotas 1,60 e 2,60 metros e seus valores variaram entre 1.115,70 kPa, na cota 1,60 m e 591,80 kPa na cota 3,60 metros. A partir da cota 3,60 metros e até a cota 7,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, assim como a pressão limite, também apresentaram um comportamento crescente, com seus valores variando entre 591,80 kPa na cota 3,60 metros e 1.918,40 kPa na cota 7,60 metros.

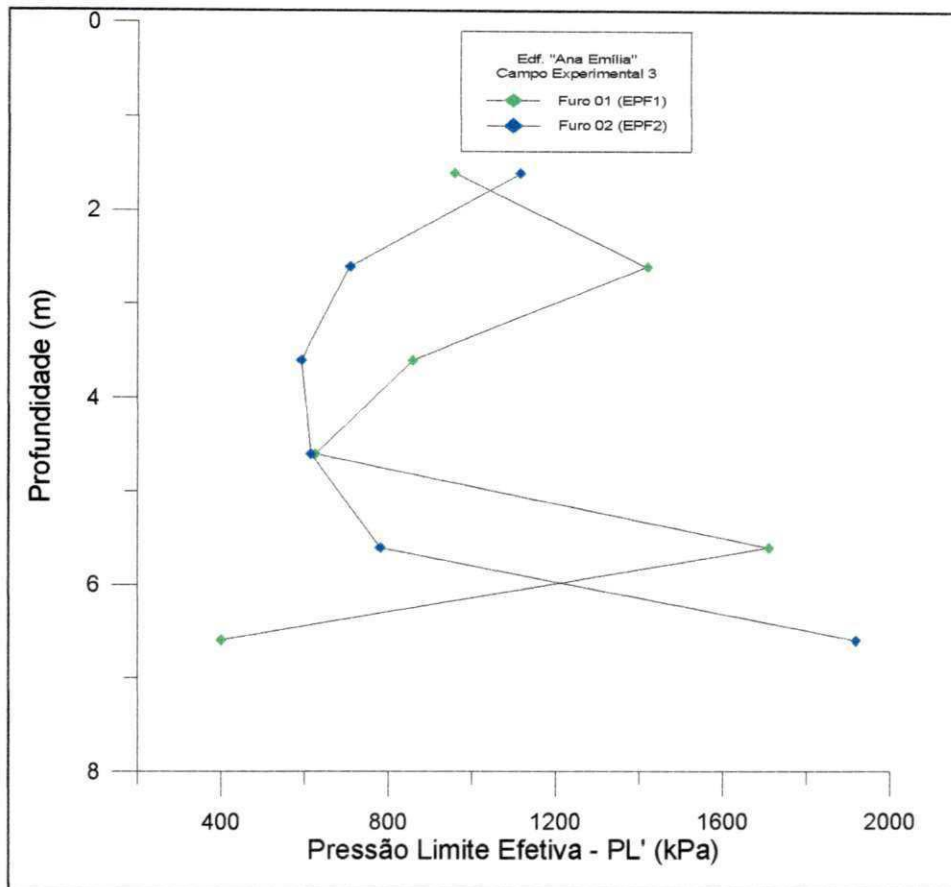


Figura 4.35. - Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília".

Analisando-se o Furo EPF2, observou-se que o comportamento dos valores de P_L' não se apresentaram bem definidos. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão limite efetiva variaram entre 958,90 kPa e 1.419,60 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores da pressão limite efetiva apresentaram um comportamento decrescente, sem linearidade definida, cujos valores variaram entre 1.419,60 kPa e 652,20 kPa. Entre as cotas 5,60 e 6,60 metros os valores de P_L' se elevaram significativamente chegando a assumir o valor de 1.710,30 kPa na cota 6,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores da pressão limite efetiva sofreram uma grande redução variando entre 1.710,30 kPa e 400,35 kPa.

De uma forma geral, observou-se que o comportamento dos valores da pressão limite efetiva neste campo experimental, apresentou a mesma repetibilidade da pressão limite, além de uma boa concordância com o comportamento dos parâmetros obtidos do

ensaio SPT, principalmente o N_{SPT} , e com o comportamento dos valores do módulo pressiométrico.

4.2.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores da pressão limite efetiva do solo, neste campo experimental, são apresentados, em função da profundidade, na Figura 4.36.

Dos resultados obtidos no Furo EPF1, observou-se que os valores da pressão limite efetiva, assim como os valores da pressão limite, apresentaram-se relativamente baixos entre as cotas 1,60 e 2,60 metros e extremamente elevados, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. De uma forma geral, os valores de P_L' , apresentaram uma boa repetibilidade com relação aos valores da pressão limite e do número de golpes do SPT (N_{SPT}), e uma razoável concordância com os módulos pressiométrico (E_0) e de deformação do SPT (E_{SPT}).

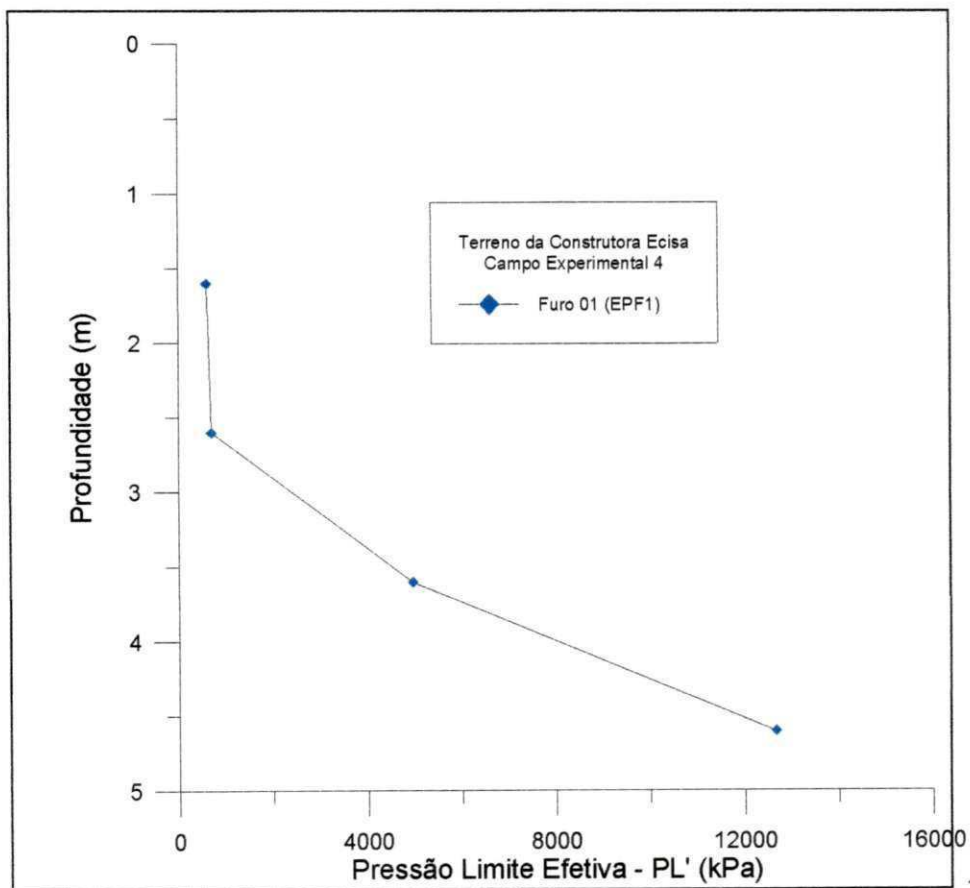


Figura 4.36 - Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

No Furo EPF1, os valores da pressão limite efetiva, também apresentaram um comportamento sem uma linearidade bem definida, mas com valores crescentes com relação a profundidade. Os resultados obtidos caracterizaram a existência de dois estratos distintos; entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão limite efetiva variaram entre 595,60 kPa na cota 1,60 metros e 693,10 kPa na cota 2,60 metros, enquanto que, no trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, ocorreu uma significativa elevação e os valores da pressão limite efetiva variaram entre 4.692,50 kPa e 12.658,30 kPa.

4.2.3.4.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores da pressão limite efetiva do solo, neste campo experimental, são apresentados, em função da profundidade, na Figura 4.37.

Neste campo experimental também ficou evidenciado, de forma clara, que os valores da pressão limite efetiva, apresentaram a mesma repetibilidade que os valores da pressão limite.

No Furo EPF1, observou-se que, na cota 1,60 metros, o valor de P_L' foi de 730,39 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, assim como a pressão limite, também variaram de forma crescente, apresentando valores entre 1.764,30 kPa na cota 2,60 metros e 3.376,00 kPa na cota 3,60 metros. Após a cota 3,60 metros, os valores de P_L' apresentaram um comportamento decrescente até a cota 5,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de P_L' apresentaram-se lineares e bastante próximos, e entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, observou-se um decréscimo mais acentuado; neste trecho os valores de P_L' , variaram entre 3.376,00 kPa na cota 3,60 metros e 1.625,70 kPa na cota 5,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de P_L' apresentaram um comportamento irregular, variando entre 3.215,90 kPa na cota 6,60 metros e 2.459,00 kPa na cota 7,60 metros.

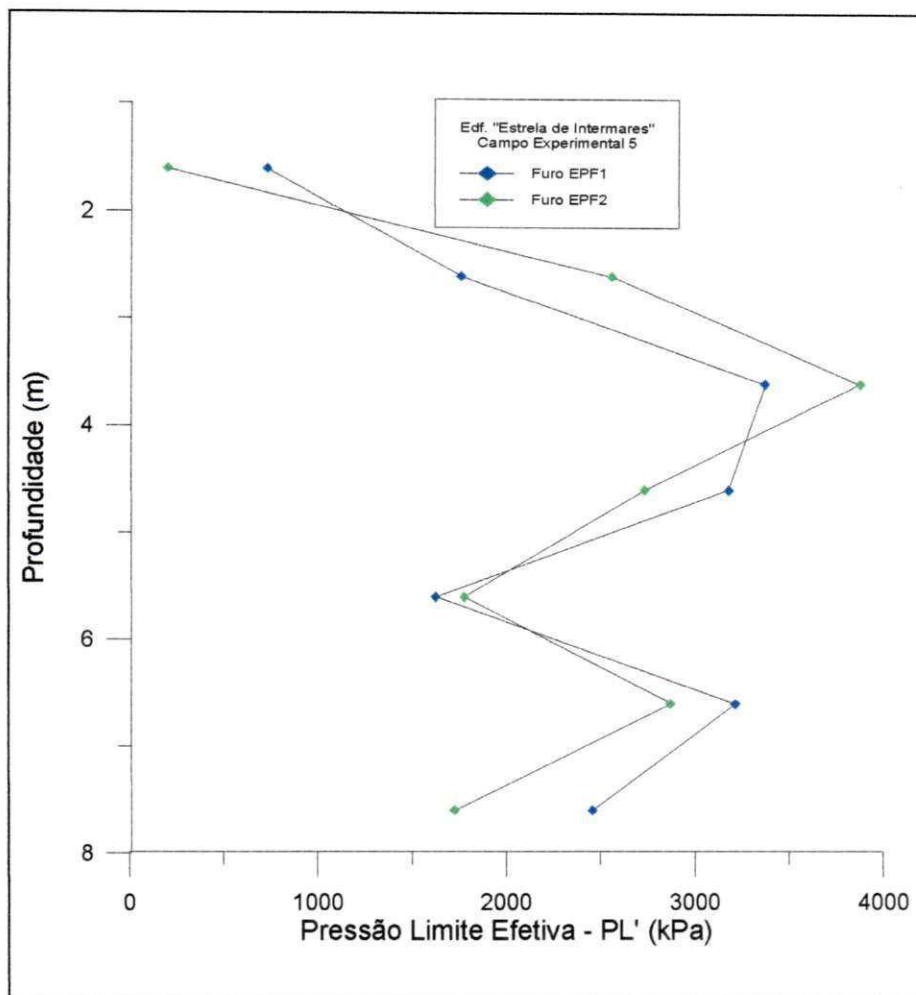


Figura 4.37 - Valores da pressão limite efetiva, versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edf. "Estrela de Intermares".

No Furo EPF2, por sua vez, os valores da pressão limite efetiva, apresentaram um comportamento praticamente análogo ao do Furo EPF1. Na cota 1,60 metros, obteve-se o valor de $P_L' = 202,43$ kPa, valor considerado relativamente baixo, contudo, é condizente com o solo encontrado. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da pressão limite efetiva (P_L') variaram de forma crescente entre 2.564,66 kPa e 3.884,10 kPa. Após a cota 3,60 metros, até a cota 5,60 metros, os valores de P_L' apresentaram um comportamento aparentemente linear e decrescente; esses valores, entretanto, também permanecem bastante elevados, variando entre 3.884,10 kPa e 1.779,09 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores da pressão limite efetiva, P_L' , apresentaram-se com um comportamento irregular e seus valores variaram entre 2.872,80 kPa na cota 6,60 metros e 1.726,02 kPa na cota 7,60 metros.

Observa-se através da Figura 4.37 que, em alguns trechos, o comportamento dos valores da pressão limite efetiva (P_L'), apresentaram-se discrepantes com relação ao perfil de sondagem do SPT, conforme citado anteriormente. Isto foi decorrência das alterações ocorridas no solo e também devido a subjetividade do processo de obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}).

4.2.3.5 - Tensão Horizontal Total no Repouso (σ_{ho})

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , nos campos experimentais ensaiados, foram obtidos através da metodologia sugerida por BRANDT, (1978).

De uma forma geral, o comportamento dos valores da Tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , não apresentou uma boa concordância com o comportamento dos valores da pressão limite, P_L , e do módulo pressiométrico E_0 , como também com relação aos parâmetros obtidos do ensaio SPT. Em alguns ensaios, contudo, observou-se, de forma grosseira, concordância com alguns dos parâmetros analisados.

4.2.3.5.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.38.

Os perfis dos valores de σ_{ho} , apresentados na Figura 4.38, indicaram, de uma forma geral, que não houve alguma relação de concordância significativa entre σ_{ho} e os demais parâmetros analisados anteriormente. Contudo, observou-se nos furos EPF1, EPF2 e EPF3, que alguns trechos apresentaram uma discreta concordância com a pressão limite, com o módulo pressiométrico e com os parâmetros do ensaio SPT.

No Furo EPF1 os valores de σ_{ho} variaram entre 41,20 kPa, na cota 1,0 metro e 151,30 kPa na cota 2,0 metros.

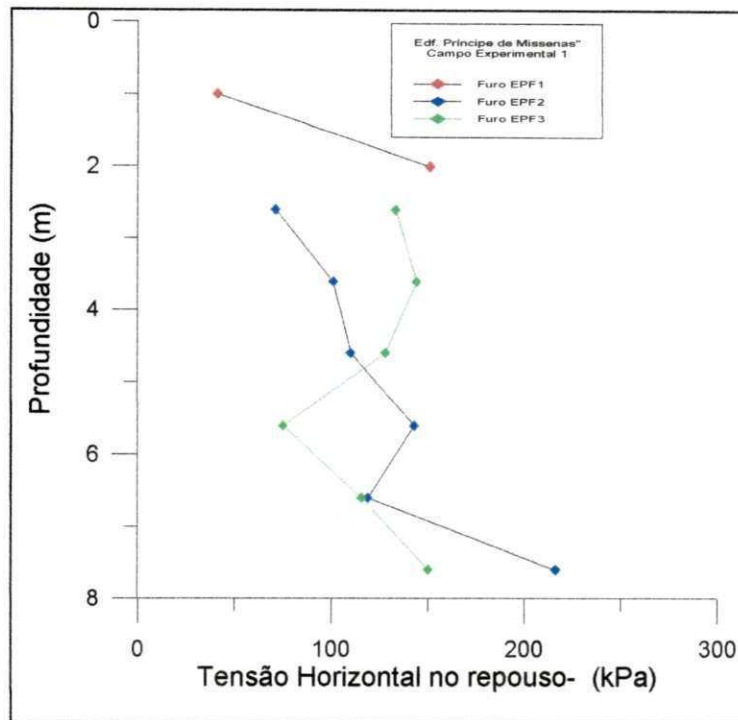


Figura 4.38 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".

No Furo EPF2, no trecho entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram-se um pouco discrepante do comportamento dos valores do módulo pressiométrico e dos parâmetros do SPT e uma boa concordância com os valores da pressão limite. Neste trecho, os valores de σ_{ho} variaram de forma crescente, entre 71 kPa na cota 2,60 metros e 1.558,62 kPa na cota 5,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram um comportamento bastante discrepante dos parâmetros já analisados, variando de forma crescente entre 119 kPa na cota 6,60 metros e 216,10 kPa na cota 7,60 metros.

No Furo EPF3, o trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, apresentou-se discrepante com relação ao comportamento da pressão limite e o N_{SPT} , e com uma discreta concordância com o módulo pressiométrico (E_0), tendo os seus valores variando entre 133,33 kPa na cota 2,60 metros e 144 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, houve uma concordância mais significativa entre σ_{ho} e os parâmetros já analisados e os valores de σ_{ho} variaram, de forma decrescente, entre 128 e 75 kPa. Com relação ao trecho compreendido entre as

cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} foram discrepantes do comportamento dos parâmetros analisados, variando de forma crescente, entre 75 e 158 kPa.

4.2.3.5.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”.

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.39.

Apesar das evidentes imprecisões na obtenção deste parâmetro, observou-se que o comportamento da tensão horizontal no repouso σ_{ho} , indica que as condições de resistência e deformabilidade, em função da profundidade, são bastante parecidas.

Dos perfis obtidos com os valores de σ_{ho} , observou-se que em nenhum dos furos houve alguma constatação de que exista uma concordância significativa entre σ_{ho} e os demais parâmetros estudados anteriormente.

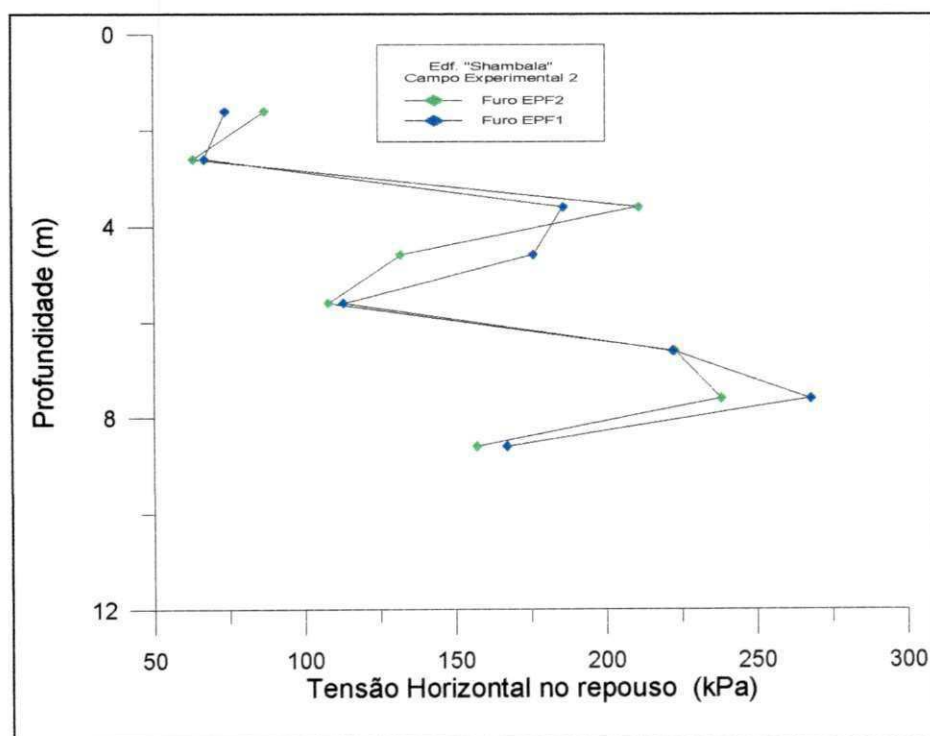


Figura 4.39 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”.

No Furo EPF1, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentou valores de σ_{ho} com uma discreta concordância com os parâmetros já analisados, tendo um comportamento ligeiramente decrescente e variando entre 74 e 67 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de σ_{ho} , também apresentaram uma brusca elevação na cota 3,60 metros e, em seguida, um comportamento decrescente. Este comportamento, contudo, apresentou-se um pouco discrepante, já que indicou um comportamento relativamente linear, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. Neste trecho os valores de σ_{ho} variaram entre 186 kPa na cota 3,60 metros e 113,04 kPa na cota 5,60 metros. Com relação ao trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} voltaram a se elevar, variando de forma crescente entre 222,22 e 268,30 kPa e no trecho entre as cotas 7,60 e 8,60 metros, este valor decresceu, assumindo o valor de 167 kPa na cota 8,60 metros.

O Furo EPF2, apresentou um comportamento análogo ao do Furo EPF1. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores de σ_{ho} também variaram de forma decrescente, neste caso entre 87 e 63,30 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores σ_{ho} apresentaram um comportamento decrescente, aparentando uma certa linearidade entre as cotas 2,60 e 3,60 metros e, dessa forma, apresentando uma certa concordância com os parâmetros já analisados. Neste trecho, os valores de σ_{ho} variaram entre 211,00 kPa na cota 3,60 metros e 108,12 kPa na cota 5,60 metros. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram uma elevação, com seus valores variando de forma crescente entre 222,22 e 238,30 kPa; e um decréscimo na cota 8,60 metros, assumindo o valor de 157,10 kPa.

4.2.3.5.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.40.

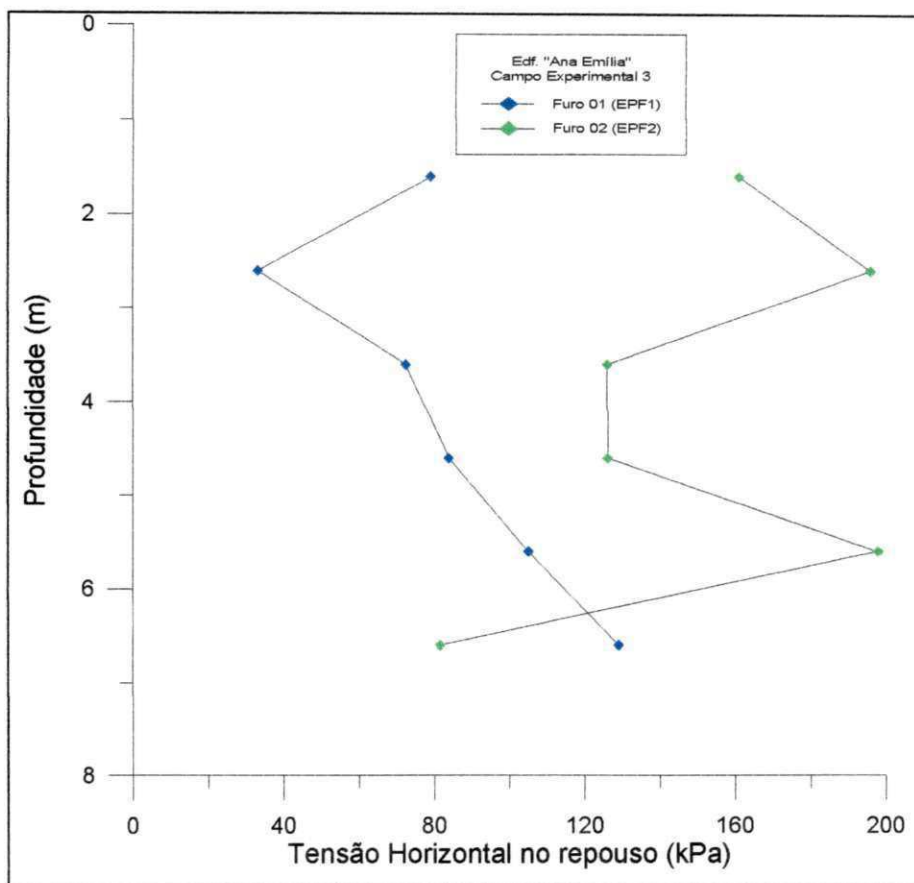


Figura 4.40 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília".

Assim como nos outros campos experimentais já analisados, o comportamento dos valores da tensão horizontal no repouso σ_{ho} , neste campo experimental, não apresentou nenhum sinal de concordância com os parâmetros anteriormente analisados e chegou, em alguns trechos, até a se comportarem de maneira inversa.

No Furo EPF1, entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores variaram de forma decrescente entre 79,33 kPa na cota 1,60 metros e 33,33 kPa na cota 2,60 metros. Este comportamento apresentou uma sutil concordância, apenas com a pressão limite (P_L) e com o número de golpes do SPT (N_{SPT}). No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 6,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram um comportamento aparentemente linear e crescente com os valores σ_{ho} , variando entre 72 kPa na cota 3,60 metros e 129 kPa na cota 6,60 metros. Neste furo, de uma forma geral, os valores de σ_{ho} apresentam-se relativamente sem uma concordância bem evidenciada com relação ao comportamento dos parâmetros analisados.

No Furo EPF2, os valores de σ_{ho} apresentaram-se crescentes entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, variando entre 161,10 e 196 kPa. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, estes valores permaneceram praticamente constantes em torno de 126 kPa e com relação ao trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de σ_{ho} , variaram entre 198 e 81,60 kPa.

4.2.3.5.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.41.

Ao contrário dos campos experimentais anteriores, os valores da tensão horizontal no repouso σ_{ho} aparentou possuir uma discreta concordância com os parâmetros analisados anteriormente, contudo, não há evidências claras que se possa estabelecer relações entre ambos. Além disso, o reduzido número de ensaios neste campo experimental, não permite que seja feita qualquer avaliação mais aprofundada deste comportamento.

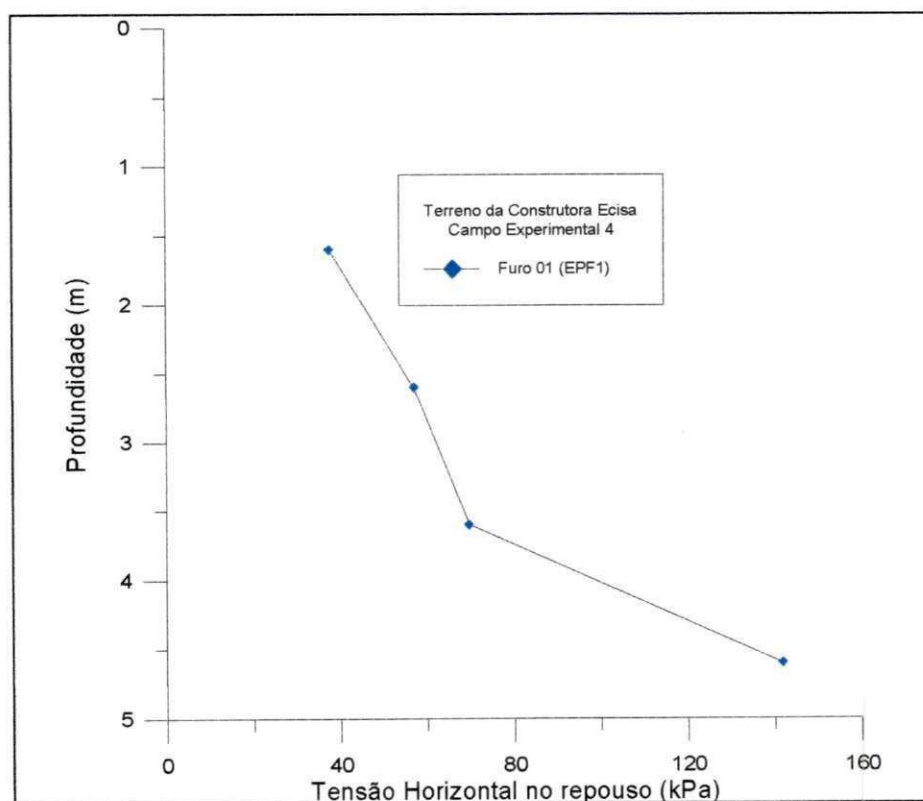


Figura 4.41 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Neste campo experimental, os valores de σ_{ho} apresentaram o mesmo comportamento crescente que os parâmetros analisados anteriormente. No trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de σ_{ho} variaram de forma crescente entre 37,50 e 69,50 kPa. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, observou-se um comportamento crescente mais acentuado para a tensão horizontal no repouso, σ_{ho} , com esta chegando a assumir o valor de $\sigma_{ho} = 141,70$ kPa na cota 4,60 metros.

4.2.3.5.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores da tensão horizontal total no repouso, σ_{ho} , neste campo experimental, são mostrados na Figura 4.42.

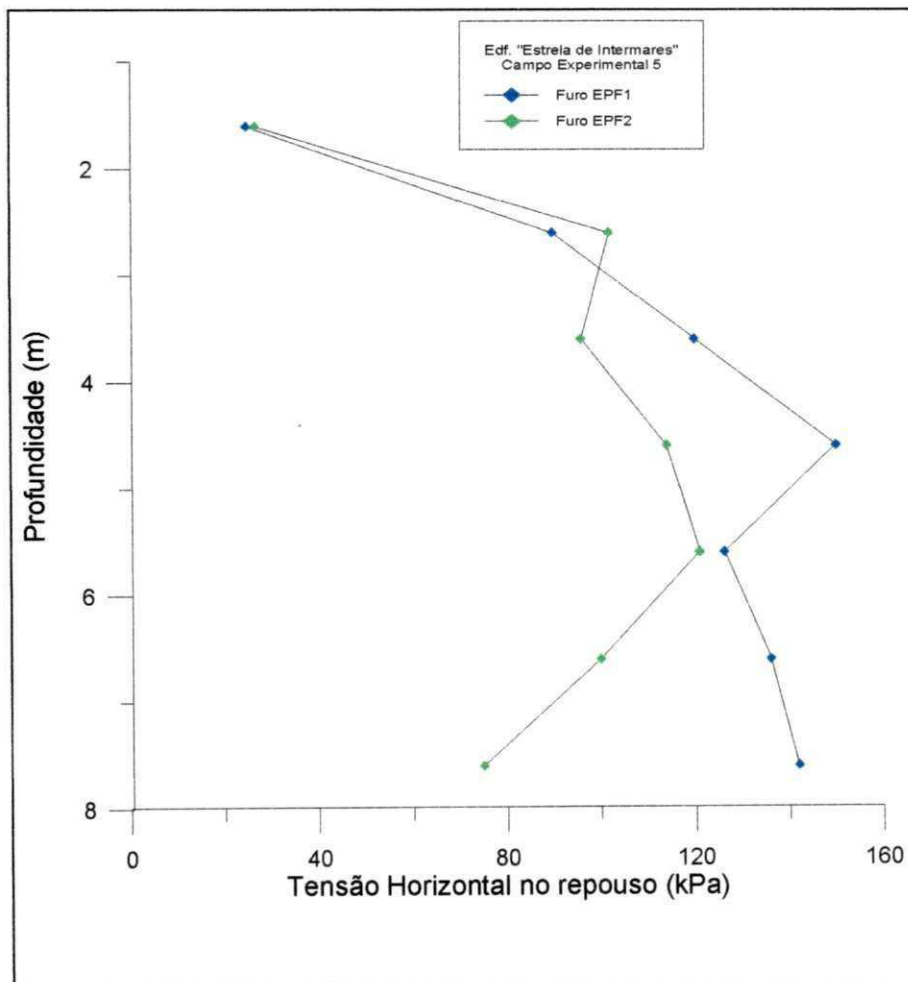


Figura 4.42 - Valores da Tensão horizontal total no repouso σ_{ho} , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edif. “Estrela de Intermares”.

Observou-se neste campo experimental, de uma maneira geral, que os valores obtidos da tensão horizontal no repouso σ_{ho} nos Furos EPF1 e EPF2, se apresentaram bastante discrepantes com relação aos parâmetros já analisados, contudo alguns trechos apresentaram uma ligeira concordância com o comportamento da pressão limite, do módulo pressiométrico e do número de golpes do SPT.

No Furo EPF1, entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentam-se com comportamento crescente e com uma aparente linearidade entre as cotas 2,60 e 4,60 metros. Neste trecho, σ_{ho} variou entre 25,00 kPa na cota 1,60 metros e 150 kPa na cota 4,60 metros; em seguida, na cota 5,60 metros, os valores de σ_{ho} , sofreram uma diminuição para 126,00 kPa e, a partir desta cota, voltaram a se elevar, apresentando um comportamento crescente e linear, chegando à 142,00 kPa na cota 7,60 metros.

O Furo EPF2, por sua vez, apresentou um comportamento bastante irregular. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram valores variando de forma crescente entre 26,91 e 102 kPa. Em seguida, os valores de σ_{ho} apresentaram um comportamento irregular entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, com seus valores variando entre 96,00 kPa na cota 3,60 metros e 121,00 kPa na cota 5,60 metros. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de σ_{ho} apresentaram-se de forma decrescente, variando entre 100,00 e 75 kPa.

4.2.3.6 - Pressão de Fluência (P_F)

Os valores da pressão de fluência, foram obtidos de acordo com os procedimentos citados no Item 2.1.3.3.4, através dos gráficos de fluência, os quais possuem comportamento análogo ao apresentado na Figura 4.43.

A pressão de fluência é um dos parâmetros pressiométricos que não possuem aplicabilidade direta, contudo é utilizado na estimativa da pressão limite do solo (NF P 94-110), além de auxiliar na definição dos limites do trecho pseudo-elástico para a obtenção do módulo pressiométrico.

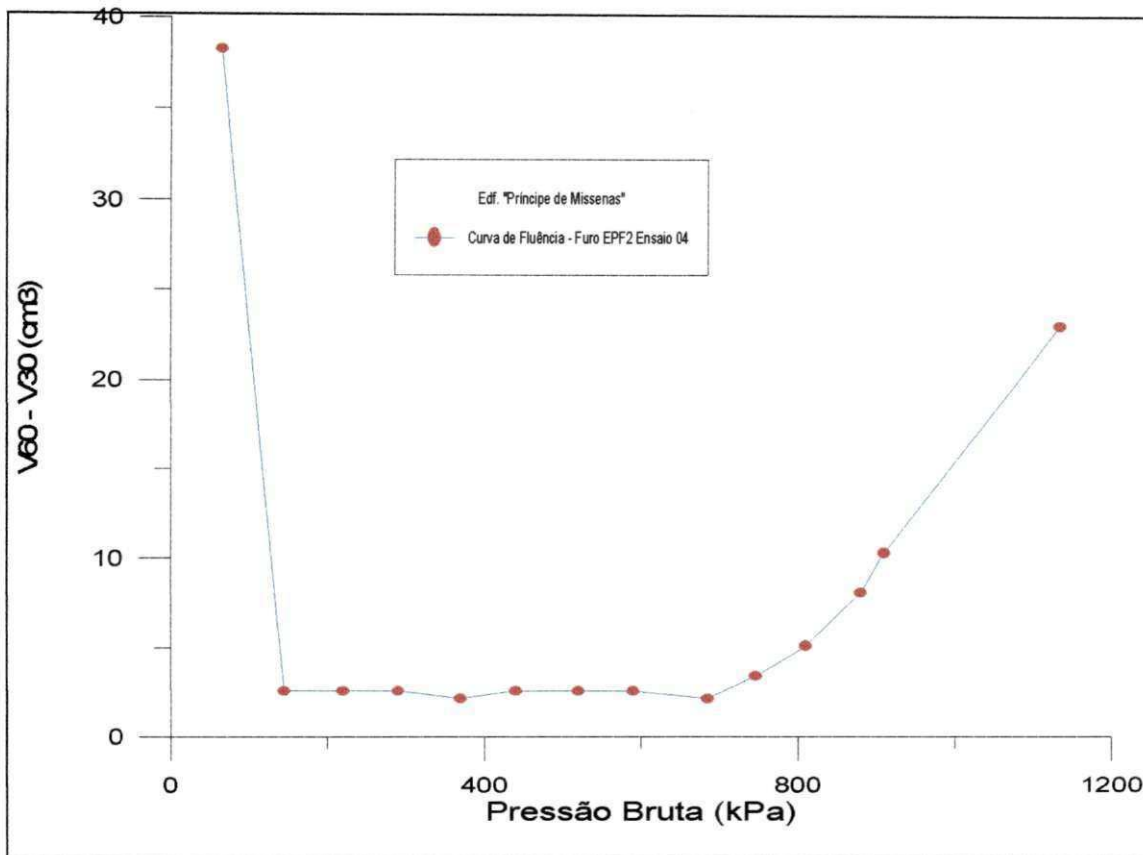


Figura 4.43- Curva típica de fluência no Campo Experimental 1
Edf. Príncipe de Missenas - Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

De uma forma geral, nos campos experimentais ensaiados, observou-se que esse parâmetro apresentou valores dentro das faixas sugeridas com um comportamento satisfatório, com relação ao comportamento de outros parâmetros já analisados, tais como pressão limite (P_L), pressão limite efetiva (P_L'). Além disso, também apresentou uma boa concordância com os resultados dos parâmetros do ensaio SPT.

4.2.3.6.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.44.

No Furo EPF1, os valores da pressão de fluência P_f variaram entre 505,00 kPa na cota 1,00 metro e 636,70 kPa na cota 2,00 metros.

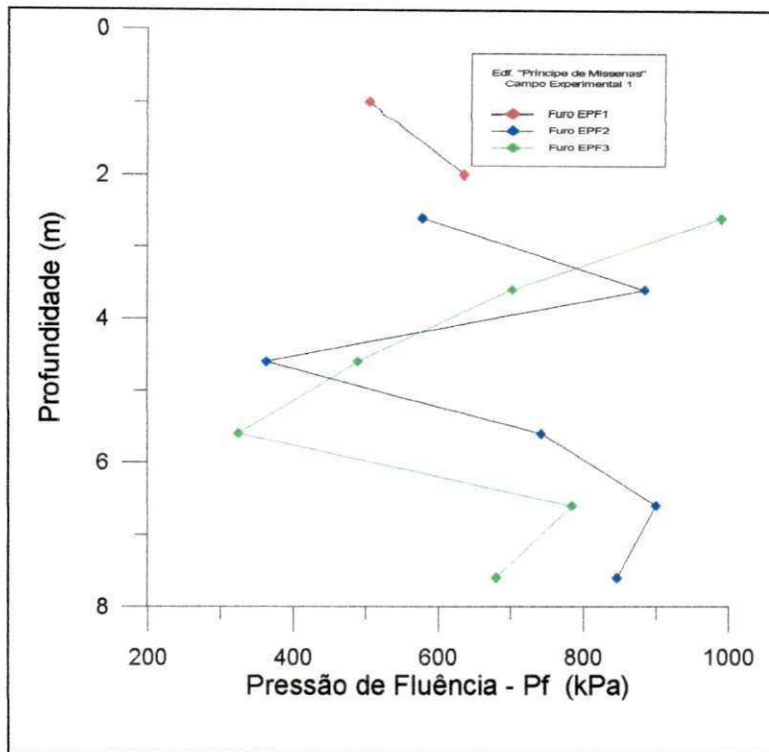


Figura 4.44 - Valores da pressão de Fluência P_f versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. Príncipe de Missenas.

No Furo EPF2, os valores da pressão de fluência P_f no trecho entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, variaram entre 363,00 kPa na cota 4,60 metros e 885,00 kPa na cota 3,60 metros, enquanto que, na cota 2,60 metros, este valor foi 578 kPa. Esses valores apresentaram-se discrepantes com relação ao comportamento esperado, principalmente entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores da pressão de fluência, P_f , apresentaram-se bastante concordantes com relação aos parâmetros já analisados e variaram entre 742 kPa na cota 5,60 metros e 900 kPa na cota 6,60 metros.

No Furo EPF3, os valores de P_f apresentaram um comportamento decrescente entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, variando entre 990,30 kPa e 702,00 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, estes valores apresentaram um comportamento decrescente mais acentuado e variaram entre 489,30 e 325,00 kPa. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores se elevaram variando entre 784,00 kPa na cota 6,60 metros e 680,00 kPa na cota 7,60 metros.

De uma forma geral, este furo apresentou valores com comportamento relativamente concordante com os da pressão limite e com o número de golpes do SPT.

4.2.3.6.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.45.

No Furo EPF1, no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da pressão de fluência, P_f , variaram entre 433,10 kPa na cota 1,60 metros e 700,00 kPa na cota 2,60 metros. Com relação ao trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados, variando entre 700,00 kPa na cota 2,60 metros e 1.378,00 kPa na cota 3,60 metros. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores apresentaram um comportamento decrescente, variando entre 764,30 kPa e 552,00 kPa. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados, com comportamento crescente, variando entre 1.333,33 kPa e 1.560,00. Na cota 8,60 metros, este valor decresceu, assumindo o valor de 850,00 kPa.

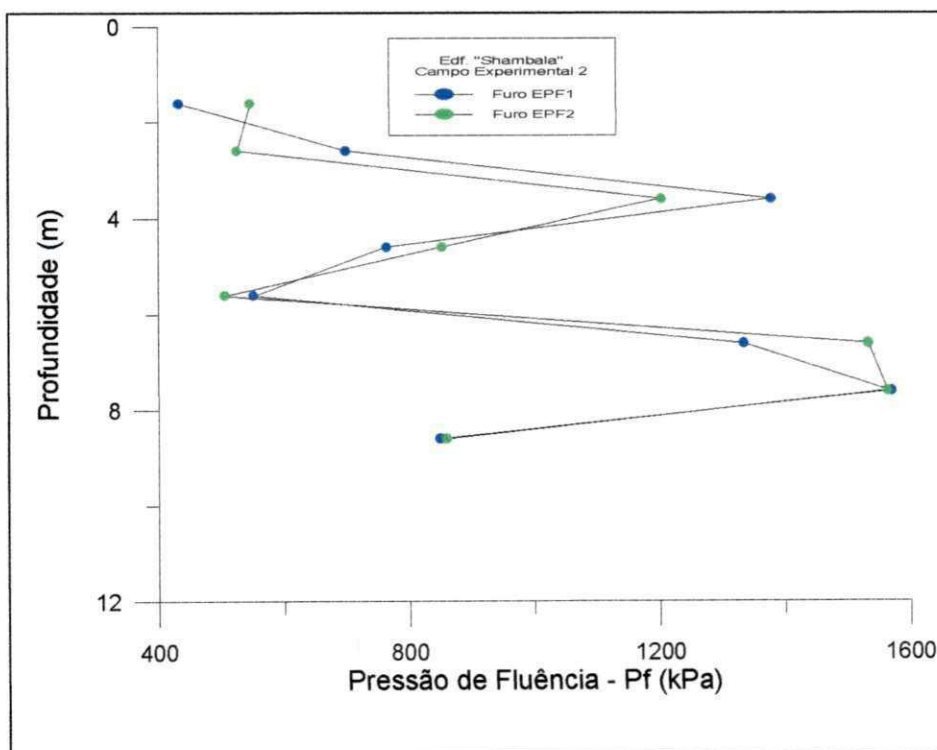


Figura 4.45 - Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”.

No Furo EPF2, o comportamento dos valores da pressão de fluência, P_f , apresentaram um comportamento bastante parecido com o do Furo EPF1, principalmente a partir da cota 2,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores apresentaram-se bastante próximos e com comportamento decrescente, com seus valores variando entre 547,00 kPa e 526,00 kPa. Entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se aparentemente linear e com comportamento decrescente, cujos valores variaram entre 1.203,00 kPa e 506,00 kPa. No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados, variando entre 1.532,00 kPa na cota 6,60 metros e 1.569,00 kPa na cota 7,60 metros. Na cota 8,60 metros também ocorreu um decréscimo no valor da pressão de fluência, com este assumindo o valor de 860 kPa.

4.2.3.6.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.46.

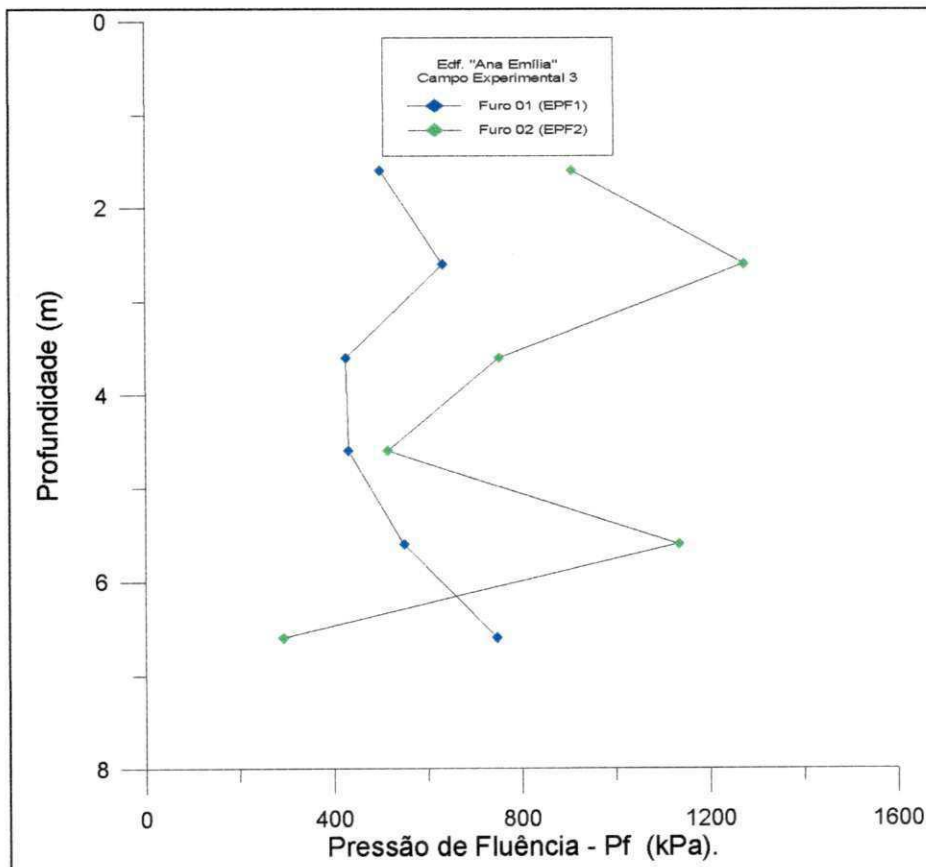


Figura 4.46 - Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edif. “Ana Emília”.

No Furo EPF1, os valores da pressão de fluência, com exceção na cota 2,60 metros, apresentaram uma razoável concordância com os parâmetros já analisados, principalmente com os da pressão limite, P_L e do número de golpes do SPT, N_{SPT} . No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, o comportamento dos valores da pressão de fluência, apresentaram-se de forma irregular e seus valores variaram entre 431,60 kPa na cota 3,60 metros e 633,33 kPa na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 6,60 metros, os valores de P_F apresentaram-se com comportamento crescente, variando entre 431,60 kPa na cota 3,60 metros e 747 kPa na cota 6,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, estes valores apresentaram-se bastante próximos e, em seguida, entre as cotas 5,60 e 6,60 metros tornaram-se mais acentuados.

No Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores de P_F também apresentaram um comportamento irregular, com seus valores variando entre 752 kPa na cota 3,60 metros e 1.273,00 kPa na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores apresentaram um comportamento decrescente, variando entre 752 kPa e 516 kPa e, em seguida, o valor de P_F apresentou uma significativa elevação na cota 6,60 metros assumindo o valor de 1.133,33 kPa e na cota 6,60 metros, este valor decresceu para 292 kPa.

4.2.3.6.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores da pressão de fluência, versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.47.

O Furo EPF1, deste campo experimental, apresentou uma discreta concordância com alguns dos parâmetros já analisados e seus valores variaram, de forma crescente, entre 367 kPa na cota 1,60 metros e 1.225 kPa na cota 4,60 metros.

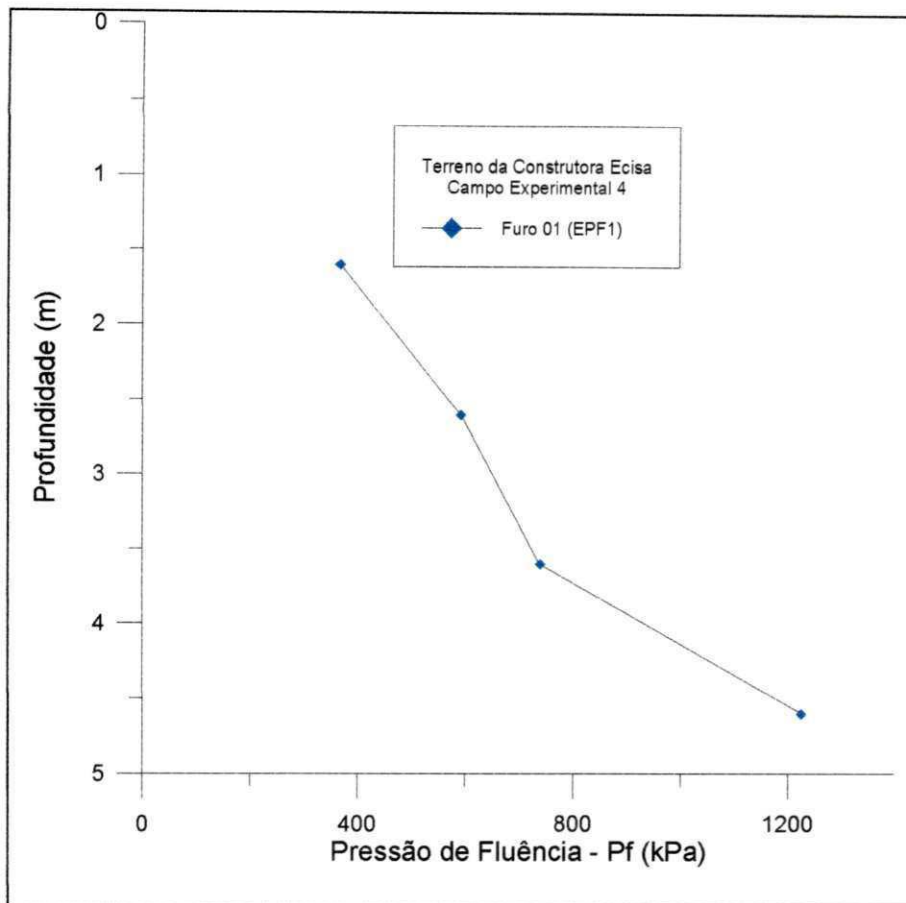


Figura 4.47 - Valores da pressão de Fluência P_f , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.2.3.6.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Neste campo experimental, os valores da pressão de fluência versus a profundidade, são apresentados na Figura 4.48.

Como pode-se observar na Figura 4.48, de uma forma geral, os valores da pressão de fluência, P_f , não apresentaram concordância definida com os parâmetros analisados, contudo alguns trechos aparentaram uma discreta concordância com os valores da pressão limite e do número de golpes do SPT.

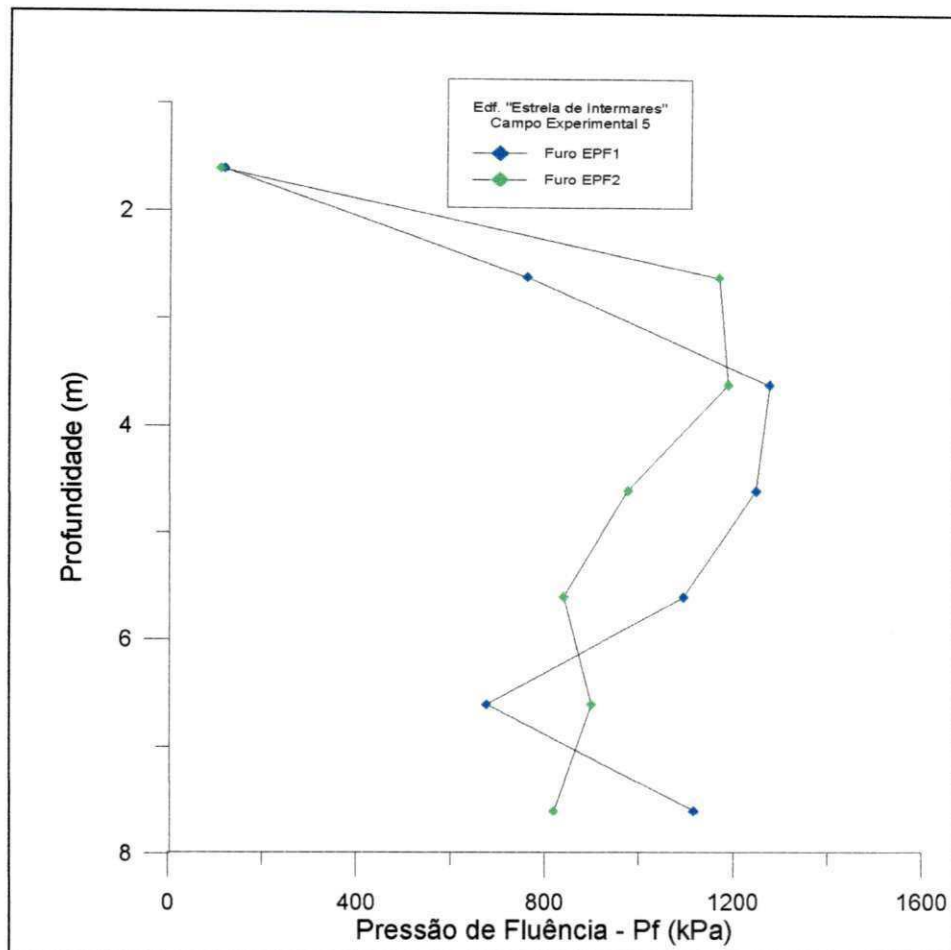


Figura 4.48 - Valores da pressão de Fluência P_f versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermars”.

No Furo EPF1, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores da pressão de fluência apresentaram-se crescentes, aparentando uma discreta linearidade. Na cota 1,60 metros, o valor de P_f foi 119 kPa, enquanto que entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores variaram entre 763 e 1.278 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados e bastante próximos, apresentando um comportamento decrescente e variando entre 1.278 kPa e 1.095,70 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, os valores de P_f apresentaram um comportamento decrescente mais acentuado, chegando a 678 kPa na cota 6,60 metros, enquanto que na cota 7,60 metros este valor se elevou para 1.117 kPa.

No Furo EPF2, a pressão de fluência, P_f na cota 1,60 metros, foi de 111 kPa. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se mais elevados e bastante próximos, variando entre 1.170 kPa na cota 2,60 metros e 1.190 kPa na cota 3,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de P_f apresentaram-se aparentemente linear e decrescente, variando entre 1.190 kPa e 841 kPa. Na cota 5,60 metros, o valor de P_f apresentou uma pequena elevação para 900 kPa e, em seguida, diminuiu para 802 kPa na cota 6,60 metros.

4.2.3.7 - Avaliação e Identificação do Solo Através das Relações do Módulo

Pressiométrico com a Pressão Limite (E_0/P_L) e do Módulo Pressiométrico com a Pressão Limite Efetiva (E_0/P_L')

Os valores de E_0/P_L e E_0/P_L' em função da profundidade, estão apresentados nas Figuras 4.49 à 4.67.

Alguns autores como MÉNARD (1975), BRIAUD (1992) e CLARKE (1995), dentre outros, procuram relacionar os valores do módulo pressiométrico (E_0) com a pressão limite (P_L) e com a pressão limite efetiva (P_L'), com o intuito de se estabelecer a identificação do tipo de solo através desses parâmetros.

4.2.3.7.1 - Campo Experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.49 e 4.50. Da Figura 4.49, observou-se que E_0/P_L não apresentou um comportamento bem definido que pudesse evidenciar alguma concordância com o comportamento do perfil dos parâmetros já analisados, contudo a relação E_0/P_L' apresentou a mesma repetibilidade da relação E_0/P_L .

Neste campo experimental, a identificação do solo através da faixa de valores sugeridas por BRIAUD (1992), (Tabela 2.5), apresentou resultados mais “condizentes” com os solos encontrados do que os sugeridos por MÉNARD (1975), (Tabela 2.4) e por CLARKE (1995), (Tabela 2.6).

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L apresentaram-se variando entre 8.88, na cota 1,00 metro e 4.70 na cota 2,00 metros.

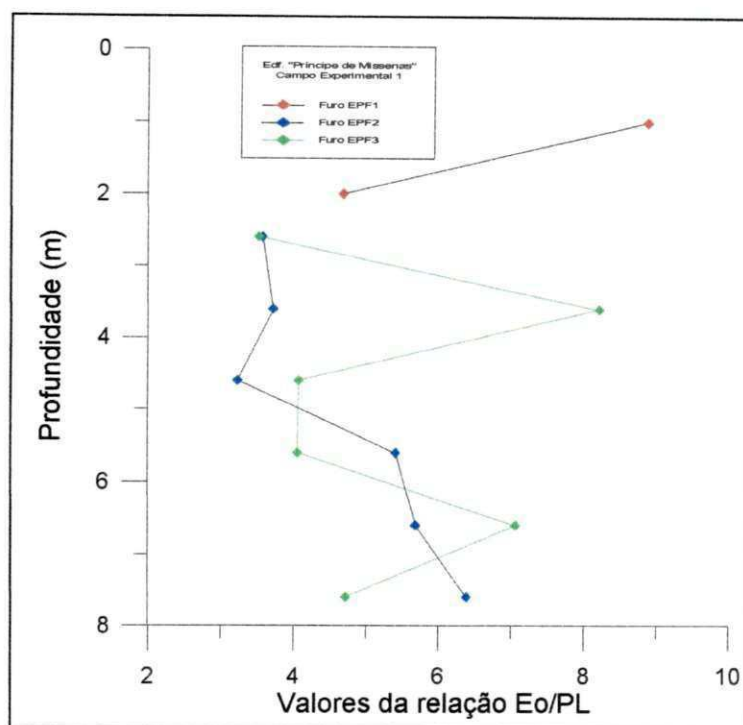


Figura 4.49 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".

No Furo EPF2, ficou evidenciado a existência dos dois trechos distintos; o primeiro entre as cotas 2,60 e 4,60 metros e o segundo entre as cotas 5,60 e 7,60 metros. No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, os valores da relação E_0/P_L variaram de forma irregular entre 3,22, na cota 3,60 metros e 3,71, na cota 4,60 metros. No trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L , variaram, de forma crescente, entre 5,41 e 6,70. Na cota 6,60 metros, este valor se elevou para 7,06 e voltou a decrescer na cota 7,60 metros para 4,72.

No Furo EPF3, os valores de E_0/P_L assumiram o valor de 3,52, na cota 2,60 metros; em seguida, na cota 3,60 metros, este valor elevou-se consideravelmente para 8,22. No trecho entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L são praticamente iguais, já que na cota 4,60 metros, este valor foi de 4,07, enquanto que na cota 5,60 metros, E_0/P_L vale 4,05.

Os valores da relação E_0/P_L' versus a profundidade, neste campo experimental, são apresentados na Figura 4.50 e de acordo com o gráfico, observa-se que os valores da relação E_0/P_L' apresentaram, praticamente, a mesma repetibilidade do comportamento dos valores da relação E_0/P_L .

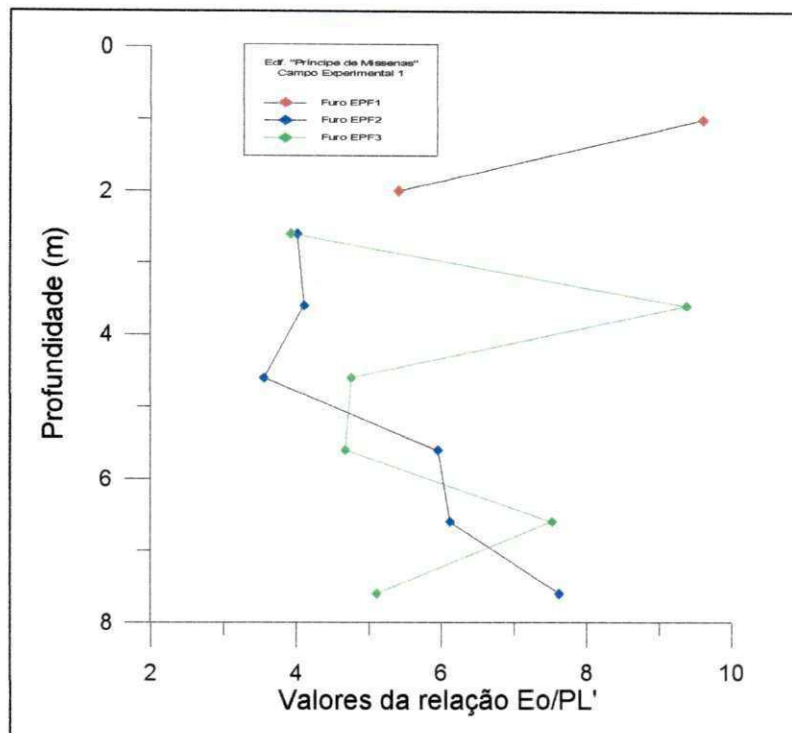


Figura 4.50 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 1 - Edf. "Príncipe de Missenas".

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L' juntamente com a relação E_0/P_L , indicam que no Furo EPF1, os valores encontrados para estes parâmetros não se enquadraram adequadamente nas classificações sugeridas por MÉNARD (1975) e CLARKE (1995), enquanto que na de BRIAUD (1992), houve uma razoável concordância. Neste furo, o solo foi identificado, segundo a classificação proposta por BRIAUD (1992), como sendo uma areia pouco compacta, na cota 1,00 metro, à medianamente compacta, na cota 2,00 metros. Pela classificação sugerida por CLARKE (1995), estes valores aproximaram-se de uma areia média à fofa, enquanto que pela de MÉNARD (1975), estes valores tiveram uma grosseira aproximação com os de uma areia siltosa fofa ou de um silte puro, o que comprovadamente, não foi condizente com o solo encontrado.

No Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, segundo a classificação de BRIAUD (1992), trata-se de uma areia fofa, na cota 2,60 metros e pouco compacta à compacta, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. Esta identificação apresenta uma razoável concordância com a sugerida pelo ensaio SPT, que indica o solo como sendo uma areia medianamente compacta. Pela classificação de CLARKE (1995), (Tabela 2.6), o solo não se enquadrou adequadamente em nenhuma das faixas sugeridas, contudo aproximou-se de uma areia muito fofa, enquanto que pela classificação proposta por MÉNARD (1975), (Tabela 2.4), o solo, no referido trecho, não se enquadrou adequadamente em nenhuma das opções sugeridas. No intervalo compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, ocorreu uma descontinuidade dos valores, a qual pode ser uma das características da mudança no tipo de solo encontrado. No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, a identificação do solo pela classificação de BRIAUD (1992), (Tabela 2.5), também foi bastante concordante com a sugerida pelo SPT, ou seja, nesse trecho o solo foi identificado como sendo uma areia compacta entre as cotas 5,60 e 6,60 metros e medianamente compacta na cota 7,60 metros. A classificação sugerida por CLARKE (1995), identificou o solo desse trecho, como sendo uma areia fofa; enquanto que pela classificação de MÉNARD (1975), os valores não se enquadraram adequadamente em nenhuma faixa, contudo aproximaram-se de areia siltosa fofa e de uma areia sedimentar.

No Furo EPF3, no trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, segundo BRIAUD (1992), o solo foi identificado como sendo uma areia pouco compacta à medianamente compacta. Pela classificação sugerida por CLARKE (1995), trata-se de uma areia muito fofa à média, enquanto que pela de MÉNARD (1975), estes valores não se enquadram adequadamente em nenhuma das faixas e, pelo perfil do SPT, trata-se de uma areia medianamente compacta de cor amarela. No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia pouco compacta à fofa; por CLARKE (1995), este solo é identificado como sendo uma areia muito fofa e por MÉNARD (1975), os valores encontrados também não se enquadraram em nenhuma das faixas, aproximando-se grosseiramente de uma areia siltosa fofa; enquanto que pelo perfil do SPT, o solo foi identificado como uma areia média fofa. Com relação ao trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil do SPT identificou o solo como sendo uma areia compacta a medianamente compacta. Pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992), o solo é uma areia densa à compacta; por

CLARKE (1995), trata-se de uma areia média ou densa à muito fofa, enquanto que para a classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo aproxima-se de uma areia com pedregulho ou de uma areia sedimentar.

4.2.3.7.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.51 e 4.52. Destes gráficos, observou-se que houve, em alguns trechos, uma discreta concordância com o número de golpes do SPT, com a pressão limite P_L e, em algumas vezes, com o comportamento do módulo E_0 , contudo não há evidências significativas de que E_0/P_L e E_0/P_L' possuam alguma relação com o comportamento dos perfis dos parâmetros já analisados.

Neste campo experimental, observou-se também, que a identificação do solo através da faixa de valores sugeridas por BRIAUD (1992), (Tabela 2.5), também apresentou resultados mais condizentes com os solos encontrados, do que os sugeridos por MÉNARD (1975), (Tabela 2.4) e por CLARKE (1995), (Tabela 2.6).

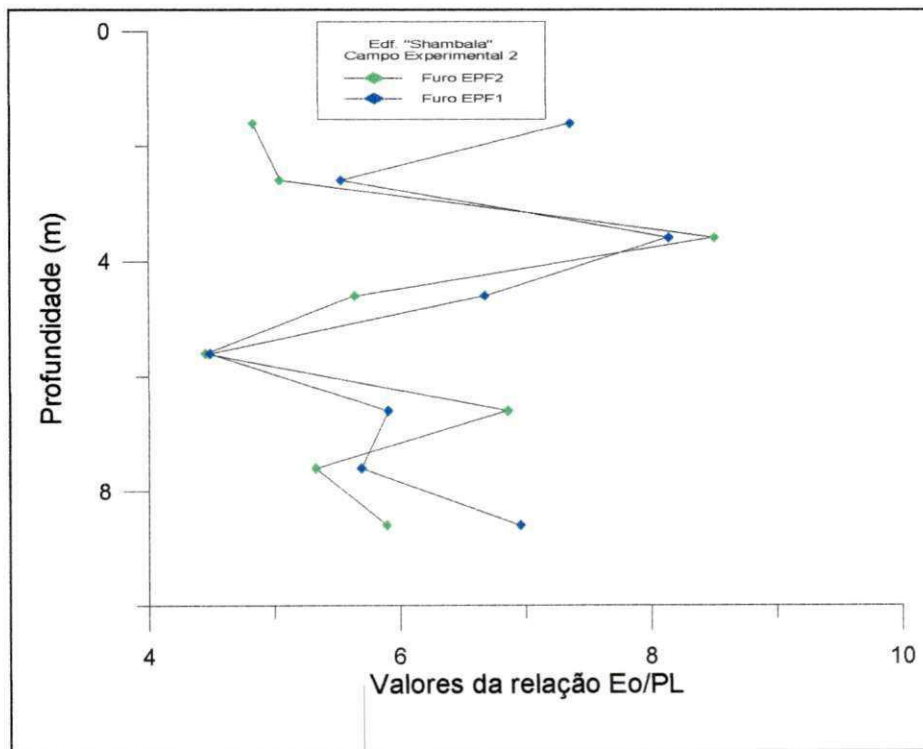


Figura 4.51 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edif. “Shambala”.

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L apresentaram valores variando entre 4,48 e 8,14. No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, E_0/P_L variou entre 7,35 e 5,53, em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, esses valores se elevaram, variando de forma decrescente entre 8,14 e 6,67. Com relação ao trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L apresentaram-se mais reduzidos, variando entre 4,48 na cota 5,60 metros e 5,90 na cota 7,60 metros. Na cota 8,60 metros, observou-se uma significativa elevação, com E_0/P_L assumindo o valor de 6,95.

No Furo EPF2, observou-se que a relação E_0/P_L apresentou uma razoável concordância com o comportamento de alguns parâmetros já analisados, principalmente com a pressão limite e o número de golpes do SPT. Neste furo, o trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, apresentaram valores de E_0/P_L bastante próximos, variando entre 4,83 e 5,04; em seguida, observou-se uma brusca elevação na cota 3,60 metros, com E_0/P_L assumindo o valor de 8,50, sendo este, mais um indicativo da alteração do tipo de solo encontrado nesta profundidade. No trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L apresentaram-se decrescentes, variando entre 8,50 e 4,45. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L variaram de forma decrescente entre 6,86 e 5,33, enquanto que na cota 8,60 metros, este valor foi de 5,89.

Os valores da relação E_0/P_L' , conforme se observa na Figura 4.52, também apresentaram um comportamento similar ao de E_0/P_L .

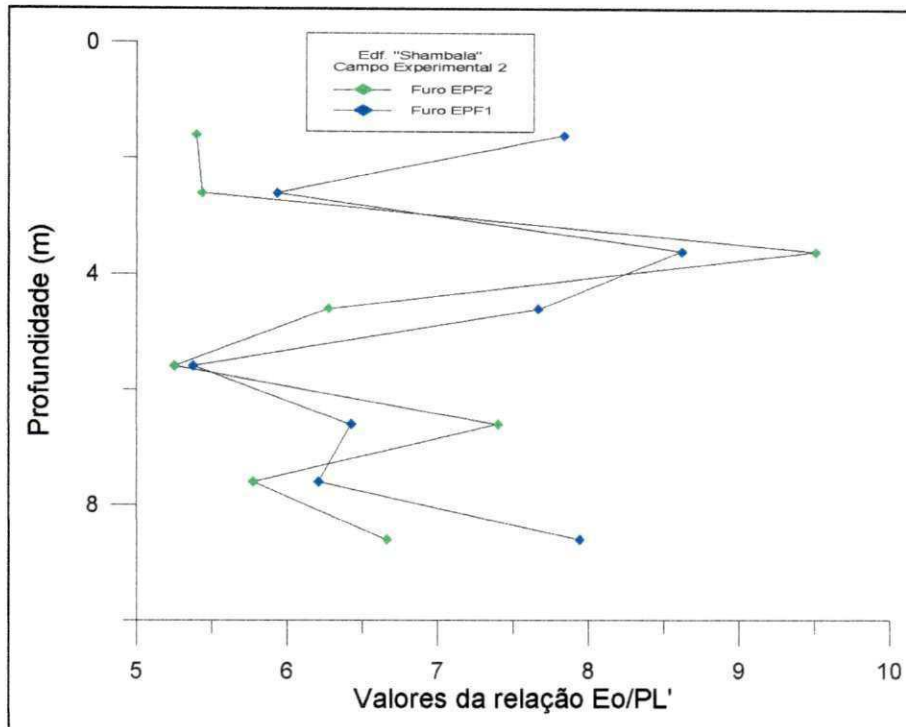


Figura 4.52 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala".

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L' , entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, variaram entre 7,83 e 5,93; em seguida, no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, esses valores também se elevaram, variando de forma decrescente, entre 8,62 e 7,67. Com relação ao trecho entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L' foram reduzidos, variando entre 5,60, na cota 5,60 metros e 6,32, na cota 7,60 metros, enquanto que na cota 8,60 metros, E_0/P_L' elevou-se para 7,94.

No Furo EPF2, os valores de E_0/P_L' , entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, foram praticamente iguais, variando entre 5,40, na cota 1,60 metros e 5,43, na cota 2,60 metros; em seguida, na cota 3,60 metros, E_0/P_L' elevou-se para 9,50. No trecho entre as cotas 3,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L' apresentaram-se decrescentes, variando entre 9,50 e 5,23. Entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, os valores de E_0/P_L' se elevaram um pouco, variando de forma decrescente, entre 7,40 e 5,77, enquanto que na cota 8,60 metros, este valor foi de 6,66.

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L' , juntamente com a relação E_0/P_L , identificaram os estratos encontrados no Furo EPF1 da seguinte forma.

Na cota 1,60 metros, usando a tabela sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia medianamente compacta, por CLARKE (1996), o solo também é identificado como sendo uma areia média. Conforme se observa, no perfil do solo obtido através do SPT, as identificações sugeridas por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), tornam-se bastante compatíveis com a obtida do perfil do SPT (Figura 4.6), que identificou o solo como uma areia fina fofa à pouco compacta, enquanto que pela classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo não se enquadrou adequadamente em nenhuma faixa, aproximando-se, de forma grosseira, de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho, o que, conforme se observa, não condiz com a realidade do solo encontrado.

No trecho entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, o perfil de sondagem do SPT, identificou o solo encontrado como sendo uma areia média, amarelada, pouco compacta à compacta. As identificações sugeridas por BRIAUD (1992) e CLARKE (1996), neste estrato, também apresentaram uma razoável concordância com a obtida no perfil de sondagem, já que pela classificação sugerida por BRIAUD (1992), o estrato é identificado como sendo constituído por uma areia medianamente compacta à muito densa e pela de CLARKE (1996), neste estrato, o solo varia entre uma areia muito fofa, no seu início, à uma areia densa, no seu final. Com relação à identificação sugerida por MÉNARD (1975), observou-se que os valores obtidos continuaram não se enquadrando adequadamente em nenhuma das faixas sugeridas.

No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, as identificações sugeridas pelo perfil de sondagem do SPT, por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), são bastante concordantes e identificam o estrato como sendo constituído de um solo que variou entre uma areia de média compactidade à fofa, no seu início, à uma areia muito fofa à fofa, no seu final. No caso da identificação sugerida por MÉNARD (1975), os valores obtidos aproximaram-se, grosseiramente, das faixas de valores que indicam o trecho como sendo constituído por um solo que vai de uma areia sedimentar à uma areia siltosa fofa.

No trecho entre as cotas 6,60 e 8,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como uma areia compacta à medianamente compacta. Pelos valores

sugeridos por BRIAUD (1992), o solo do trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, é identificado como sendo uma areia densa à muito densa e na cota 8,60 metros, como sendo uma areia compacta. A identificação sugerida por CLARKE (1996) é a mesma sugerida por BRIAUD (1992), exceto na cota 6,60 metros, na qual o solo foi identificado como sendo uma areia fofa, o que, aparentemente, não é uma identificação realística das condições de compacidade do solo encontrado. Segundo a classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo encontrado neste trecho pode ser uma areia sedimentar ou areia sedimentar com pedregulho.

Para o Furo EPF2, na cota 1,60 metros, o perfil de sondagem do SPT (Figura 4.7), indicou que o estrato era constituído por uma areia fina, pouco compacta, de cor clara. Pela classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia fofa à pouco compacta e por CLARKE (1996), indica o solo como sendo uma areia muito fofa. Conforme se observou no perfil do solo obtido através do ensaio SPT, a identificação sugerida por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996) são razoavelmente compatíveis com a obtida pelo perfil do SPT. Através da classificação sugerida por MÉNARD (1975), observou-se que os valores obtidos novamente não se enquadraram adequadamente em nenhuma das faixas.

Na cota 2,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, vermelha, medianamente compacta; entretanto, pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996). O solo é uma areia pouco compacta, segundo os valores sugeridos BRIAUD (1992), e uma areia muito fofa, segundo os de CLARKE (1996). Neste trecho, observou-se também que os valores obtidos também não se enquadraram em nenhuma das faixas sugeridas por MÉNARD (1975).

Na cota 3,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia, média, vermelha, compacta. Segundo os valores sugeridos por BRIAUD (1992) e por CLARKE(1996), o solo é identificado como sendo uma areia densa, enquanto que pela de MÉNARD (1975), o solo aproxima-se de uma areia sedimentar. Esta identificação contudo, não se apresenta bem definida, haja visto que nem todos os parâmetros obtidos nesta cota se enquadraram adequadamente na faixa de valores sugerida.

No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o perfil de sondagem do SPT, identificou o solo como sendo uma areia vermelha, média, medianamente compacta. Esta identificação é bastante concordante com a identificação sugerida por BRIAUD (1992), que diz tratar-se de uma areia medianamente compacta à fofa. Pelos valores sugeridos por CLARKE (1996), o solo é identificado como sendo uma areia fofa a muito fofa, enquanto que por MÉNARD (1975), o solo é uma areia sedimentar ou uma areia siltosa fofa, contudo, neste caso, alguns parâmetros também não se enquadraram de forma adequada nas faixas sugeridas.

No trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, vermelha, compacta à medianamente compacta. Pelos valores sugeridos por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia densa, pelos de CLARKE (1996), trata-se de uma areia média à fofa e pela classificação sugerida por MÉNARD (1975), os valores aproximam-se dos de uma areia com pedregulho.

Na cota 8,60 metros, as identificações sugeridas são bastante discrepantes. O perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo um silte argiloso, cinza, de consistência dura a rija. De acordo com os valores obtidos dos parâmetros analisados, observou-se que as classificações do solo, sugeridas por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), não se apresentaram compatíveis com as do perfil de sondagem, haja vista que pelos valores de BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia medianamente compacta e pelos de CLARKE (1996), como sendo uma areia fofa, enquanto que pelos de MÉNARD (1975), o solo é identificado como um silte puro.

4.2.3.7.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.53 e 4.54. Destes gráficos, observa-se também, que houve, em alguns trechos, uma discreta concordância com o número de golpes do SPT, com a pressão limite P_L e, algumas vezes, com o comportamento do módulo pressiométrico E_0 . Contudo também não há evidências significativas de que

E_0/P_L e E_0/P_L' possuem algum tipo de relação com o comportamento dos parâmetros já analisados.

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L apresentam-se da seguinte forma: no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, os valores E_0/P_L não apresentaram um comportamento bem definido, com seus valores variando entre 3,61, na cota 1,60 metros e 7,05 na cota 2,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0/P_L apresentaram uma significativa elevação, com seus valores variando entre 6,32 na cota 3,60 metros e assumindo o valor de 10,68, na cota 4,60 metros e no trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 6,60 estes valores voltaram a reduzir-se, com E_0/P_L valendo 6,44 na cota 5,60 metros. e 7,99 na cota 6,60 metros.

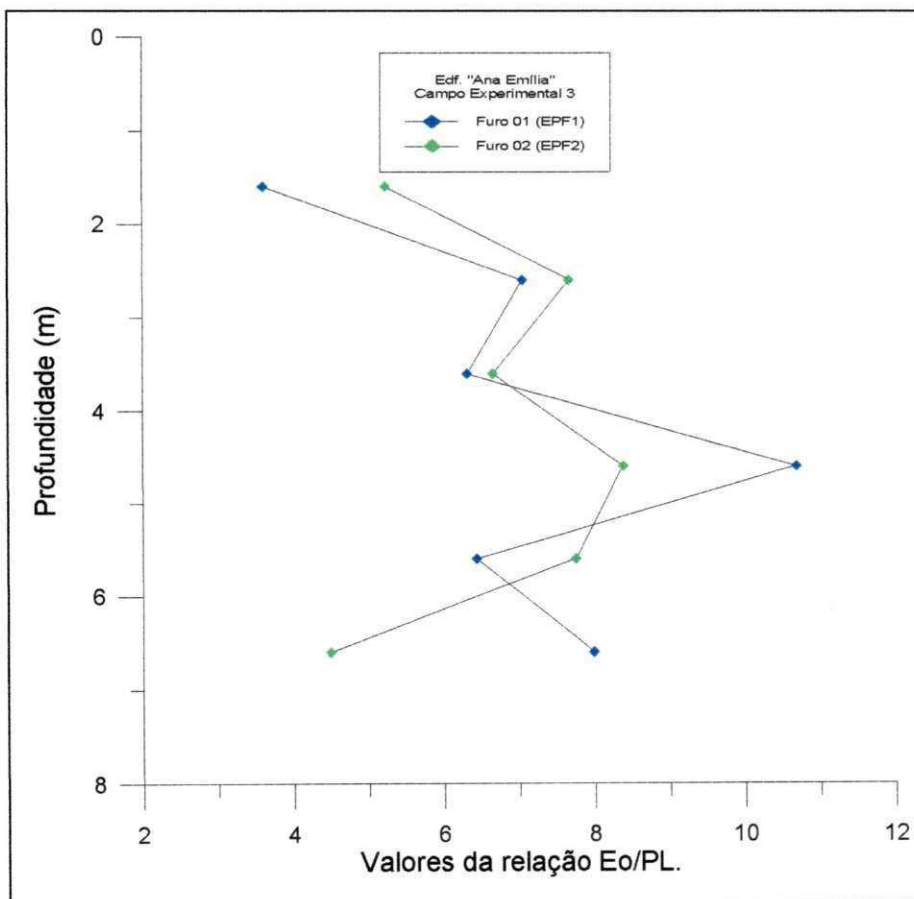


Figura 4.53 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emília".

No Furo EPF2, os valores de E_0/P_L apresentaram-se bastante irregulares, no trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, estes valores variaram entre 5.23, na cota 1,60 metros e 8.83, na cota 2,60 metros, entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, os valores de E_0/P_L variaram entre 4.49, na cota 6,60 metros e 7.75, na cota 5,60 metros.

Neste campo experimental, os valores da relação E_0/P_L' também apresentaram a mesma repetibilidade que a relação E_0/P_L , conforme se observa no gráfico da Figura 4.54.

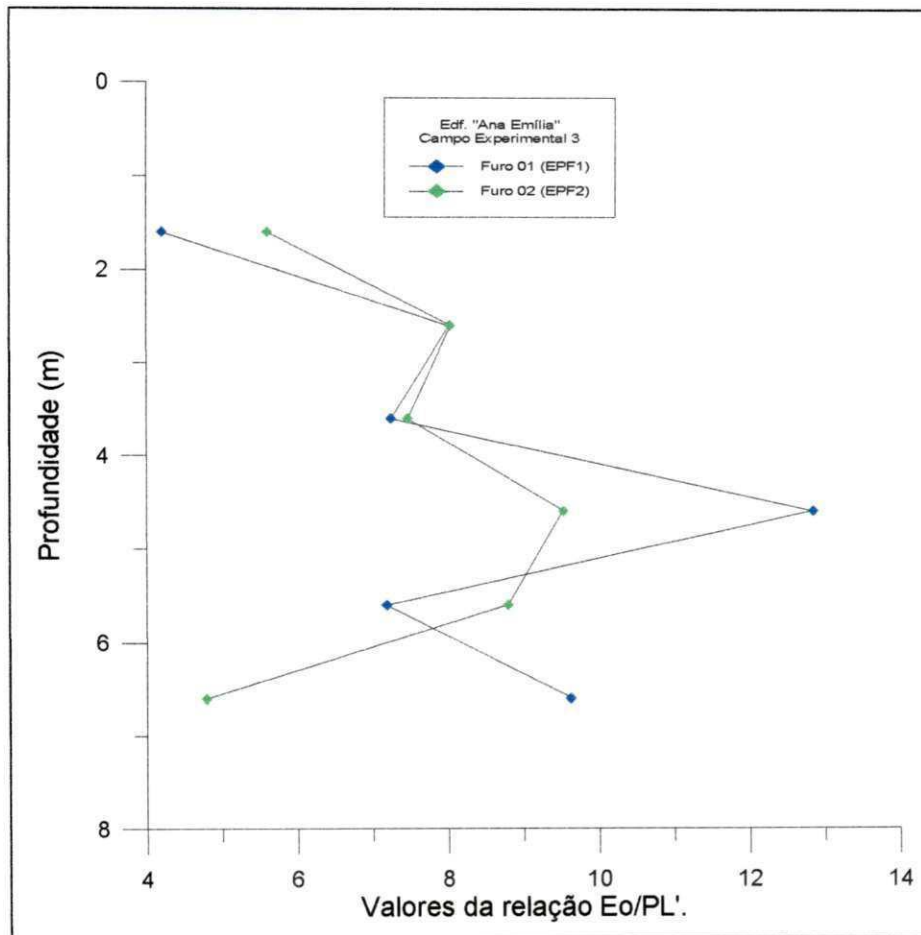


Figura 4.54 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L' , no trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, variam de forma irregular, entre 4,21 na cota 1,60 metros e 8,03 na cota 2,60 metros. No trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0/P_L' se elevaram e variaram entre 7,25 na cota 3,60 metros e 12,84 na cota 4,60 metros. Com relação ao

trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, estes valores foram novamente reduzidos, com E_0/P_L valendo 7,18 na cota 5,60 metros, e 9,62 na cota 6,60 metros.

No Furo EPF2, da mesma forma que E_0/P_L , os valores de E_0/P_L apresentaram-se bastante irregulares, com o trecho entre as cotas 1,60 e 3,60 metros apresentando valores que variaram entre 5,60 e 9,91; entre as cotas 4,60 e 6,60 metros, também variaram de forma irregular, sendo 4,79 na cota 6,60 metros e 8,79 na cota 5,60 metros.

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L , juntamente com a relação E_0/P_L , identificaram da seguinte forma os estratos encontrados no Furo EPF1.

No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 4,60 metros, o perfil de sondagem do SPT (Figura 4.8) indicou que o estrato era constituído por uma areia fina, fofa à pouco compacta, de cor clara. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia compacta e pela de CLARKE (1996), é identificado como sendo uma areia muito fofa à fofa, entre as cotas 1,60 e 3,60 metros, e densa na cota 4,60 metros. Com relação à classificação sugerida por MÉNARD (1975), observou-se que os valores obtidos se aproximaram, razoavelmente, de uma areia sedimentar ou de um silte puro. Conforme se observa, no perfil do solo, obtido através do ensaio SPT, a identificação sugerida por CLARKE (1996) é razoavelmente compatível com a obtida do perfil do SPT, enquanto que a sugerida por BRIAUD (1992) apresenta-se discordante.

No trecho compreendido entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o perfil de sondagem do SPT indicou o solo variando entre uma areia média e grossa, de cor clara à uma areia pouco argilosa, compacta, de cor cinza. BRIAUD (1992) apresenta uma boa concordância com o perfil de sondagem e identifica o solo como sendo uma areia compacta à densa, e CLARKE (1996), entretanto, identifica o solo de forma diferente, ou seja, como sendo uma areia compacta à densa. Neste trecho, observa-se também que segundo a classificação de MÉNARD (1975), os valores obtidos aproximam-se dos de uma areia sedimentar ou de um silte puro, o que não é condizente com o solo encontrado.

No trecho entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia fina, pouco compacta à fofa, de cor escura. Esta identificação é bastante concordante com a sugerida por BRIAUD (1992), que indica o solo como uma areia densa à pouco compacta, e com a de CLARKE (1996), que indica o solo como sendo uma areia média. Segundo a classificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo é identificado como sendo uma areia sedimentar ou mesmo um silte puro. Esta identificação contudo, não se apresentou bem definida, haja vista que nem todos os parâmetros obtidos nesta cota se enquadraram adequadamente nas faixas de valores sugeridas.

No Furo EPF2, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros é identificado pelo perfil de sondagem do SPT como sendo constituído por uma areia fina, fofa à média, de cor clara. A identificação sugerida por BRIAUD (1992), diz tratar-se de uma areia compacta; segundo a de CLARKE (1996), o solo é uma areia fofa, enquanto que, segundo a de MÉNARD (1975), o solo é um silte puro. Observou-se neste trecho, que as identificações sugeridas por BRIAUD (1992) e CLARKE (1996) apresentaram resultados relativamente concordantes com a do perfil de sondagem do SPT, enquanto que a sugerida por MÉNARD (1975) apresentou-se bastante discrepante.

No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o perfil de sondagem identifica o solo como sendo uma areia média, fofa, de cor escura. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia compacta e, por CLARKE (1996), o solo é uma areia fofa à média. Por MÉNARD (1975), o solo é identificado como sendo um silte puro, sendo esta uma identificação bastante equivocada, conforme se observou através do exame táctil-visual do solo encontrado.

Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, segundo o perfil de sondagem do SPT, o solo encontrado foi uma areia média, amarelada, pouco compacta à medianamente compacta. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é identificado como sendo uma areia compacta e por CLARKE (1996) é uma areia fofa, enquanto que por MÉNARD (1975), o solo é indicado, também de forma equivocada, como sendo um silte puro.

No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia fina, medianamente compacta, de cor escura. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo é uma areia compacta à densa, segundo a de CLARKE (1996), trata-se de uma areia medianamente compacta à muito fofa e para a classificação sugerida por MÉNARD (1975), os valores aproximaram-se dos de uma areia sedimentar ou de um silte puro.

4.2.3.7.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.55 e 4.56. Destes gráficos, observa-se que houve, em alguns trechos, uma discreta concordância com o número de golpes do SPT (N_{SPT}), com a pressão limite, P_L e, algumas vezes, com o comportamento do módulo pressiométrico, E_0 . Contudo, também não houveram evidências significativas de que E_0/P_L e E_0/P_L' possuam alguma relação com o comportamento dos parâmetros já analisados.

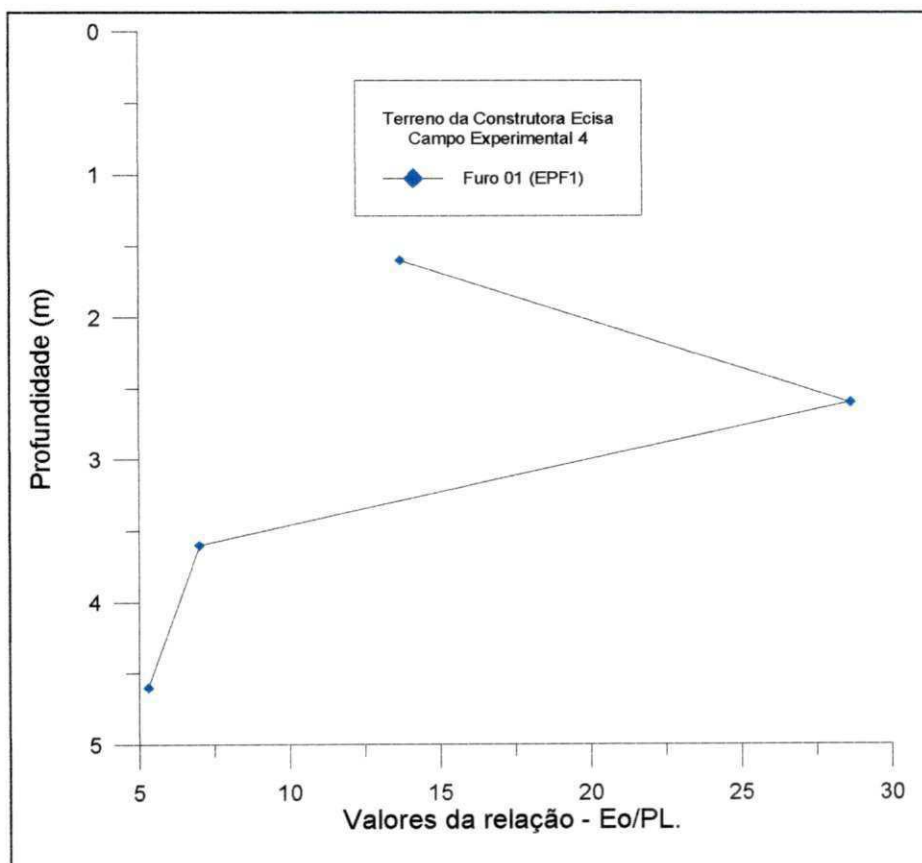


Figura 4.55 - Valores da relação E_0/P_L versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

No Furo EPF1, no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores da E_0/P_L apresentaram-se elevados, variando de forma crescente entre 13,69 e 29,52, enquanto que no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, reduziram-se, variando de forma decrescente entre 7,00 e 5,30.

Neste campo experimental, conforme se observa na Figura 4.56, o comportamento dos valores da relação E_0/P_L' , também apresentaram a mesma repetibilidade dos valores de E_0/P_L . No trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, os valores de E_0/P_L' variaram entre 14,55 e 30,98, enquanto que no trecho entre as cotas 3,60 e 4,60 metros E_0/P_L' variou entre 7,01 e 5,35.

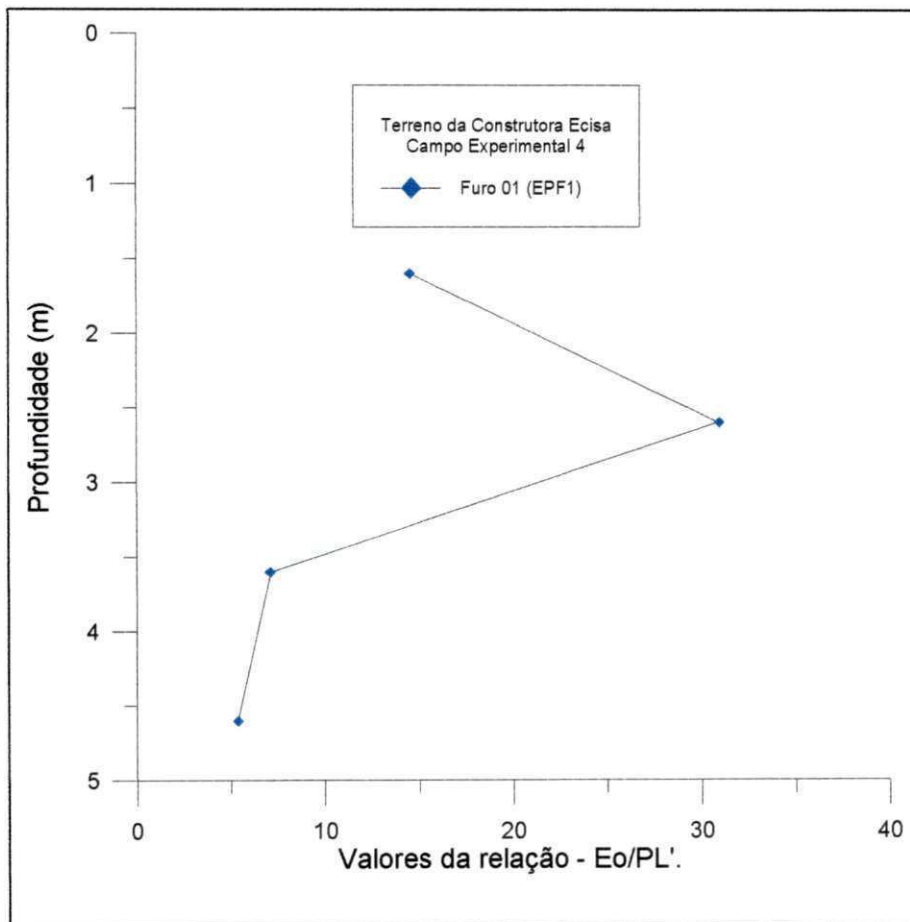


Figura 4.56 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Neste furo, observou-se do perfil de sondagem do SPT, que o solo encontrado é um arenito, medianamente compacto à compacto, de cor amarela. Segundo a classificação de BRIAUD (1992), o solo encontrado trata-se de uma areia compacta à muito densa; por CLARKE (1996), o solo é identificado como sendo uma rocha

decomposta à uma areia média, nas cotas 1,60 e 2,60 metros e uma areia média à fofa entre as cotas 3,60 e 4,60 metros. Segundo a de MÉNARD (1975), o solo encontrado varia entre um silte puro à uma argila rija, entre as cotas 1,60 e 2,60 e entre uma areia sedimentar ou uma areia com pedregulho, entre as cotas 3,60 e 4,60 metros.

4.2.3.7.5 - Campo Experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”

Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' respectivamente, neste campo experimental, são apresentados nas Figuras 4.57 e 4.58. Destes gráficos, observou-se que o comportamento dos valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' também não apresentaram uma concordância significativa com o número de golpes do SPT (N_{SPT}), com a pressão limite (P_L) e com o módulo pressiométrico E_0 . Além disso, os processos de identificação do solo, sugeridos por BRIAUD (1992) e por CLARKE (1996), identificaram o solo com estados de compacidades bem mais elevados do que os diagnosticados pelo perfil de sondagem do SPT, ficando desta forma evidenciado que as alterações sofridas pelo solo foram bastante significativas.

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L , conforme se observa na Figura 4.57, apresentaram o seguinte comportamento: no trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 3,60 metros, os valores da relação E_0/P_L foram relativamente baixos e variaram, de forma crescente, entre 3,01 e 3,24. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores E_0/P_L elevaram-se um pouco mais, variando, de forma crescente, entre 5,90 e 6,39. Na cota 5,60 metros, E_0/P_L apresentou o seu pico máximo no furo, assumindo o valor de 9,02. Em seguida, no trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a diminuir e variaram entre 4,75 e 6,93.

No Furo EPF2, os valores da relação E_0/P_L apresentaram, a partir da cota 2,60 metros, uma discreta linearidade crescente. Na cota 1,60 metros o valor de E_0/P_L foi 6,08. No trecho entre as cotas 2,60 e 5,60 metros, E_0/P_L variou entre 5,38 e 6,32, enquanto que no trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, este valor ficou entre 6,32 e 7,33.

Assim como nos demais campos experimentais analisados, o comportamento dos valores da relação E_0/P_L' apresentou-se idêntico ao da relação E_0/P_L , conforme se observa na Figura 4.57.

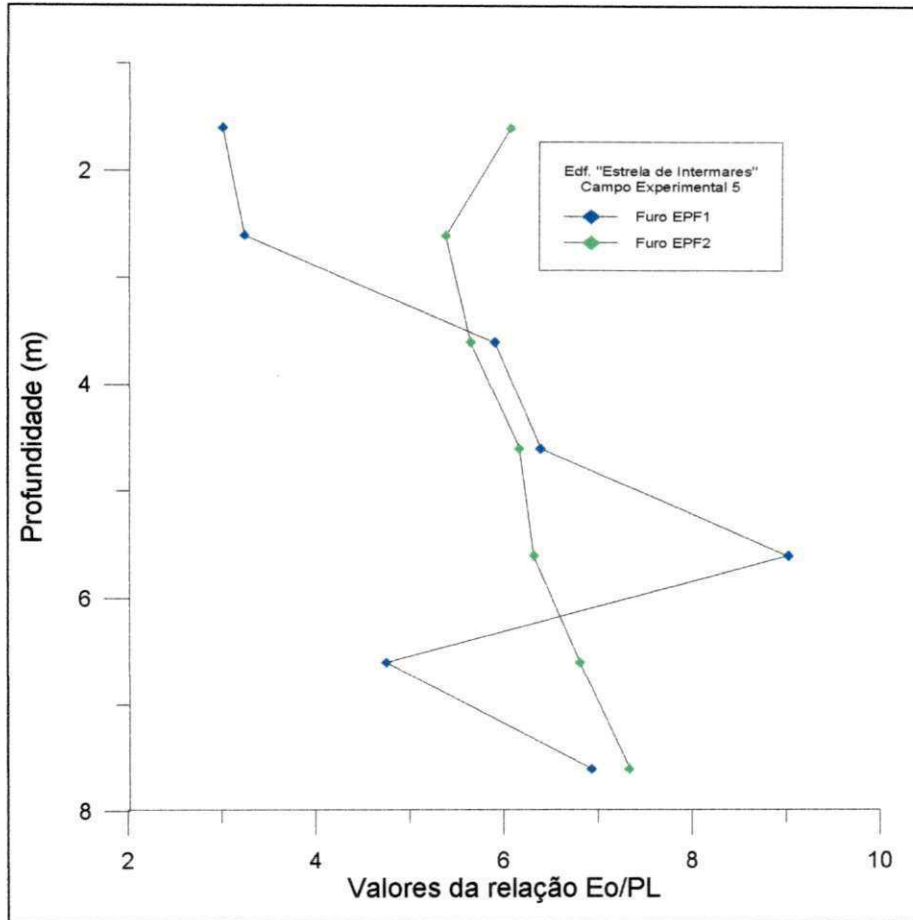


Figura 4.57 - Valores da relação E_0/P_L , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermars".

No Furo EPF1, os valores da relação E_0/P_L' , conforme se observa na Figura 4.58, apresentaram-se variando, de forma crescente, entre 3,11 e 3,41, no trecho entre as cotas 1,60 e 2,60 metros. Entre as cotas 3,60 e 4,60 metros, os valores de E_0/P_L' elevaram-se um pouco, variando também de forma crescente, entre 6,11 e 6,69. Na cota 5,60 metros, E_0/P_L' apresentou-se com seu valor máximo, assumindo o valor de 9,12. Em seguida, no trecho compreendido entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores voltaram a decrescer e variaram entre 4,95 e 7,34.

No Furo EPF2, os valores da relação E_0/P_L' apresentaram o seguinte comportamento: na cota 1,60 metros o valor de E_0/P_L' foi 6,89. No trecho entre as

cotas 2,60 e 5,60 metros, os valores de E_0/P_L' variaram de forma crescente, entre 5,78 e 6,43, enquanto que no trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, estes valores variaram entre 7,04 e 7,65.

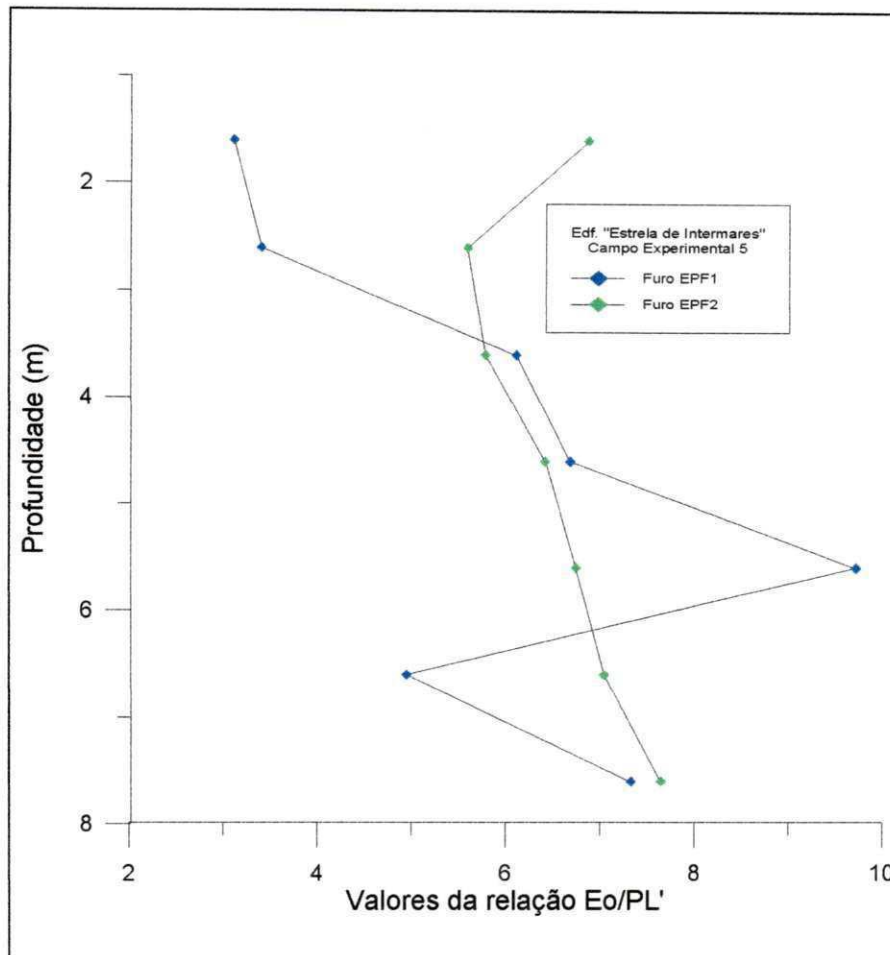


Figura 4.58 - Valores da relação E_0/P_L' , versus a profundidade, no Campo Experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

Uma tentativa de identificação do solo através dos valores obtidos para E_0 , P_L , P_L' , juntamente com a relação E_0/P_L , indicaram que os estratos encontrados nos Furos EPF1 e EPF2, podem ser identificados como a seguir.

No Furo EPF1, o trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, foi identificado, pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia fofa, fina, clara. Neste trecho, os valores obtidos para os parâmetros E_0 , P_L e P_L' não se enquadraram totalmente nas faixas sugeridas por BRIAUD (1992), CLARKE (1996) e MÉNARD (1975). Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo pode ser uma

areia fofa ou compacta, enquanto que pelos valores sugeridos por CLARKE (1996), este solo pode ser uma areia muito fofa, enquanto que a de MÉNARD (1975) diz tratar-se de um silte puro ou de uma areia siltosa fofa. Durante a execução do ensaio pressiométrico, nesta cota, observou que o solo original havia sido retirado e em seu lugar foi colocado um material siltoso como aterro.

No trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor amarela. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD, (1992) o solo é identificado como sendo uma areia fofa à compacta. Por CLARKE (1996), trata-se de uma areia muito fofa à fofa e através da classificação de MÉNARD (1975), o solo aproxima-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

Entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o solo encontrado foi identificado, pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia média, pouco compacta à medianamente compacta, de cor clara. Segundo a classificação de BRIAUD (1992), neste trecho o solo apresenta um estado de compacidade mais elevado e é identificado como sendo uma areia compacta à muito densa. As alterações no estado de compacidade do solo também são observadas através da classificação sugerida por CLARKE (1996), que diz tratar-se de uma areia que varia de fofa à densa, enquanto que pela identificação sugerida por MÉNARD (1975), o solo pode ser uma areia sedimentar ou uma areia com pedregulho.

No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 7,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia média, compacta, de cor clara. A identificação sugerida por BRIAUD (1992) indicou o solo como sendo uma areia densa à muito densa e a sugerida por CLARKE (1996) diz tratar-se de uma areia densa à muito fofa, entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, e média ou fofa na cota 7,60 metros. Segundo a classificação de MÉNARD (1975), por sua vez, indicou que, neste trecho, o solo também foi identificado como uma areia sedimentar ou uma areia com pedregulho.

No Furo EPF2, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo encontrado no trecho compreendido entre as cotas 1,60 e 2,60 metros, como sendo uma areia fina, fofa

à medianamente compacta, de cor clara. Assim como no furo anterior, durante a realização da campanha de ensaios pressiométricos, constatou-se que este foi substituído, conforme citado anteriormente, por um aterro constituído de um solo siltoso. Segundo a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo encontrado foi identificado como sendo uma areia fofa; segundo a identificação sugerida por CLARKE (1996), o solo encontrado é uma areia muito fofa e pela de MÉNARD (1975), trata-se de um aterro jovem, e, desta forma, mostrando-se bastante concordante com o solo encontrado.

No trecho compreendido entre as cotas 2,60 e 4,60 metros, o perfil de sondagem do SPT, identificou o solo como sendo uma areia média, medianamente compacta à pouco compacta, de cor clara. De acordo com a classificação sugerida por BRIAUD (1992), o solo encontrado apresentou um estado de compactidade também mais elevado que o observado no perfil de sondagem do SPT e foi identificado como sendo uma areia densa à muito densa. Esta alteração entretanto, não foi constatada pelos valores sugeridos por CLARKE (1996), que identificaram o solo como sendo uma areia fofa, enquanto que pela classificação de MÉNARD (1975), o solo aproximou-se da identificação de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

Entre as cotas 4,60 e 5,60 metros, o solo foi identificado pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia média, compacta à medianamente compacta, de cor escura. A classificação de BRIAUD (1992) identificou o solo como sendo uma areia densa, a de CLARKE (1996) indicou o solo como sendo uma areia fofa, enquanto que pela de MÉNARD (1975) o solo também aproximou-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

No trecho compreendido entre as cotas 5,60 e 6,60 metros, o solo foi identificado pelo perfil de sondagem do SPT, como sendo uma areia média, medianamente compacta, de cor amarela. A classificação de BRIAUD (1992) identificou o solo como sendo uma areia densa à muito densa, a de CLARKE (1996) indicou o solo como sendo uma areia fofa, enquanto que pela de MÉNARD (1975) o solo também aproximou-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

No trecho entre as cotas 6,60 e 7,60 metros, o perfil de sondagem do SPT identificou o solo como sendo uma areia fina, medianamente compacta à compacta, de cor cinza. A classificação de BRIAUD (1992) identificou o solo como sendo uma areia densa, a de CLARKE (1996) indicou o solo como sendo uma areia média e a de MÉNARD (1975) indicou que, neste trecho, o solo também aproximou-se de uma areia sedimentar ou de uma areia com pedregulho.

4.3 - Correlações entre os Parâmetros Pressiométricos e os Parâmetros do Ensaio SPT.

4.3.1 - Generalidades

Uma tentativa de correlacionar os principais parâmetros do ensaio pressiométrico com os do ensaio SPT é apresentada nas Figuras 4.59 a 4.68. Destes gráficos, pode-se observar que os resultados obtidos foram razoavelmente satisfatórios. Contudo, devido às limitações do número de ensaios, estas correlações indicam apenas uma tendência de comportamento entre estes parâmetros. Faz-se necessário, portanto, que seja obtido um maior número de resultados destes ensaios em solos arenosos para que seja possível se estabelecer correlações precisas.

4.3.2 - Correlações entre o Módulo Pressiométrico E_0 e o N_{SPT}

4.3.2.1 - Campo Experimental 1 - Edf “Príncipe de Missenas”

O gráfico da correlação entre o módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}) é apresentado na Figura 4.59. Neste gráfico estão incluídos os resultados obtidos nos Furos EPF2 e EPF3 e, através destes, obteve-se a correlação $E_0 = 411,02 \cdot N_{SPT}$, com um coeficiente de determinação $R^2=0,86$.

De uma forma geral, a correlação obtida neste campo experimental, apresentou-se próxima da obtida por BRIAUD (1992), para solos arenosos; haja vista que, através

de uma relação de proporção direta, obteve a correlação $E_0 = 384,30 \cdot N_{SPT}$, para os valores do módulo pressiométrico, E_0 , e do número de golpes do SPT (N_{SPT}).

Analisando-se separadamente os Furos EPF2 e EPF3, observou-se que as correlações obtidas apresentavam-se bastante distintas. No Furo EPF2, a correlação obtida foi $E_0 = 330,96 \cdot N_{SPT}$, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,90$ e no Furo EPF3, obteve-se $E_0 = 573,36 \cdot N_{SPT}$, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$.

A discrepância nos resultados entre os furos, pode ser o indicativo de que alguns ensaios não tenham sido executados de forma satisfatória; contudo, ambos se apresentaram bastante confiáveis.

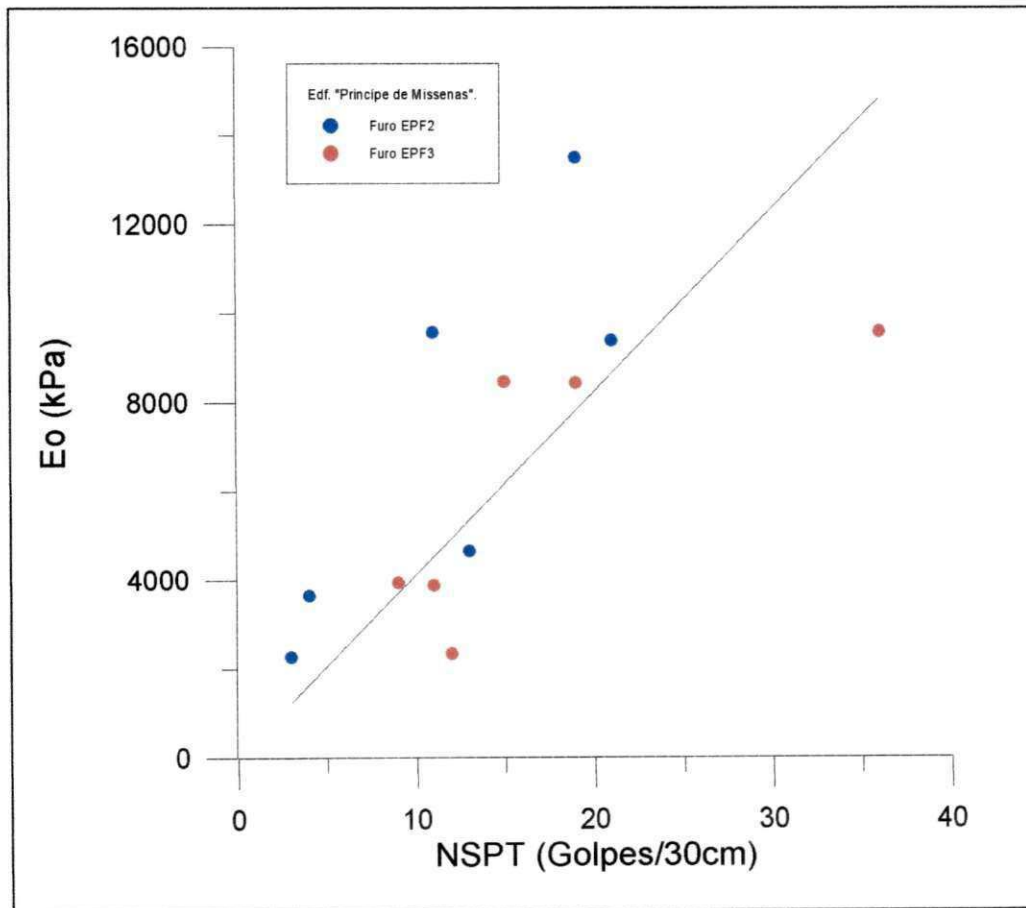


Figura 4.59 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 1- Edf. "Príncipe de Missenas".

4.3.2.2 - Campo Experimental 2 - Edf. "Shambala"

Os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.60. Neste gráfico estão incluídos os resultados obtidos por estes parâmetros nos furos EPF1 e EPF2.

Dos valores obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,92$, a correlação: $E_0 = 632,34 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que o Furo EPF1, apresentou a correlação: $E_0 = 782,30 \cdot N_{SPT}$, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$, e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação, $R^2 = 0,99$, obteve-se $E^2 = 541,11 \cdot N_{SPT}$.

Os resultados acima mostraram-se bastante satisfatórios, evidenciando que realmente existe uma relação de proporcionalidade entre os valores de E_0 e os do N_{SPT} . As correlações entre E_0 e o N_{SPT} , neste campo experimental, apresentaram-se bem mais elevadas do que as obtidas por BRIAUD (1992), para solos arenosos, contudo os valores dos coeficientes de determinação R^2 , indicam que os resultados obtidos são bastante confiáveis.

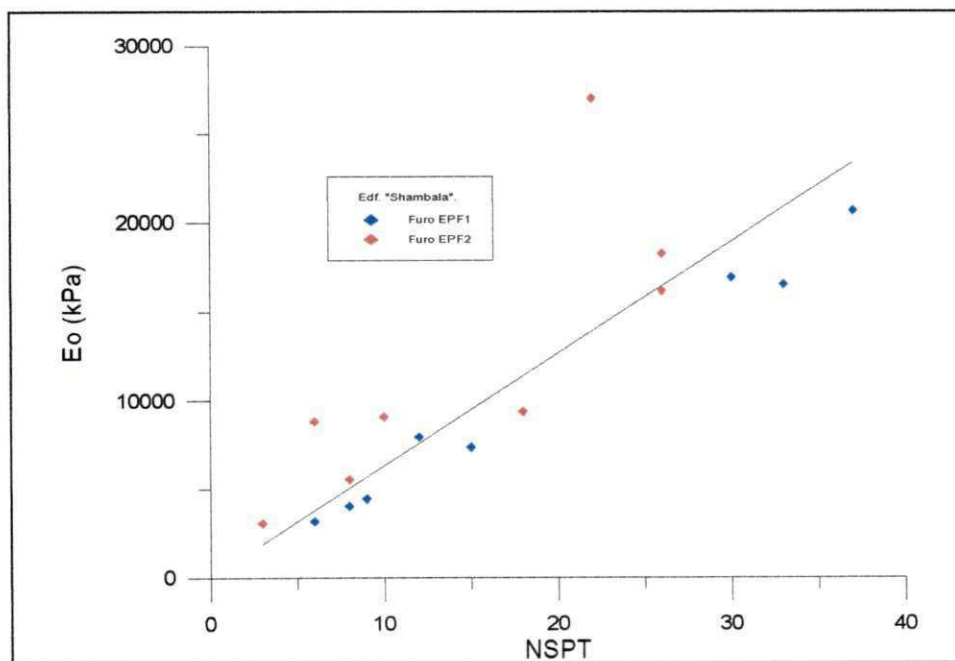


Figura 4.60 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edf. "Shambala".

4.3.2.3 - Campo Experimental 3 - Edf. "Ana Emilia"

Os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.61. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros para os Furos EPF1 e EPF2.

Dos valores obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, encontrou-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,81$, a correlação: $E_0 = 555,11 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os furos EPF1 e EPF2, observou-se que os mesmos também possuem resultados bastante diferentes. O Furo EPF1, apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$, a correlação: $E_0 = 498,91 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF2, obteve-se que $E_0 = 686,87 \cdot N_{SPT}$, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,96$. De uma forma geral, o valor do coeficiente de determinação R^2 , para o furo EPF1, apresentou-se bem mais baixo que os demais, contudo ainda dentro da faixa de valores aceitáveis.

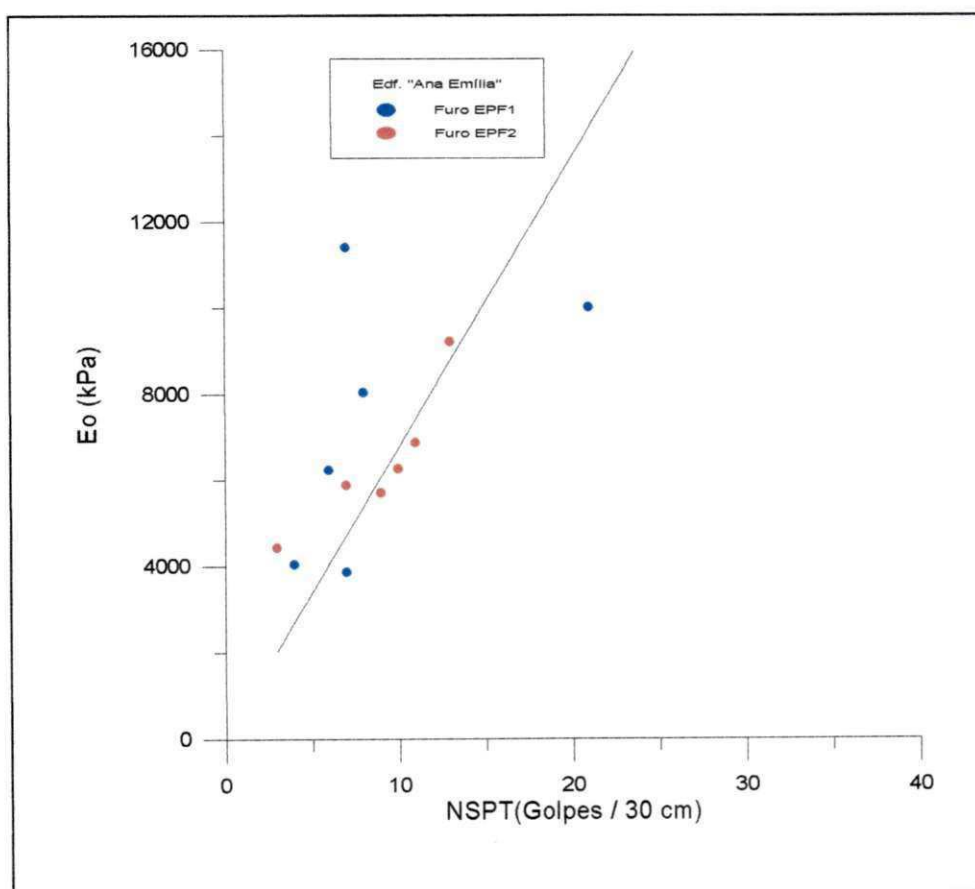


Figura 4.61 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edf. "Ana Emilia".

4.3.2.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.62. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetro obtidos no Furo EPF1.

Dos valores obtidos, encontrou-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,83$, a correlação: $E_0 = 2.515,22 \cdot N_{SPT}$.

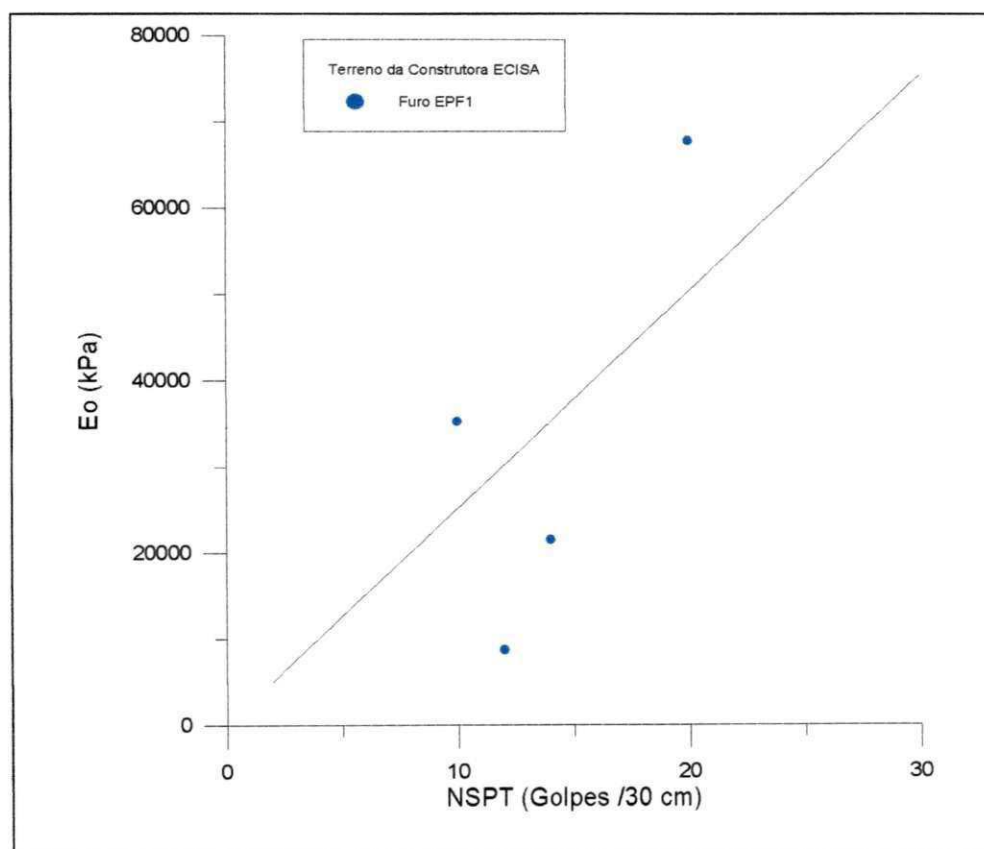


Figura 4.62 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Uma vez que o material encontrado neste terreno apresentou características distintas à dos campos experimentais anteriores, observou-se que o valor do coeficiente de proporcionalidade apresentou-se bem mais elevado que os anteriores. Contudo, pelo reduzido número de ensaios realizados neste campo experimental, esta correlação apenas ilustra uma tendência de comportamento.

4.3.2.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermares”

Os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), neste campo experimental, estão apresentados na Figura 4.63. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Dos valores obtidos nos Furos EPF1 e EPF2, encontrou-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,75$, a correlação: $E_0 = 778,84 \cdot N_{SPT}$.

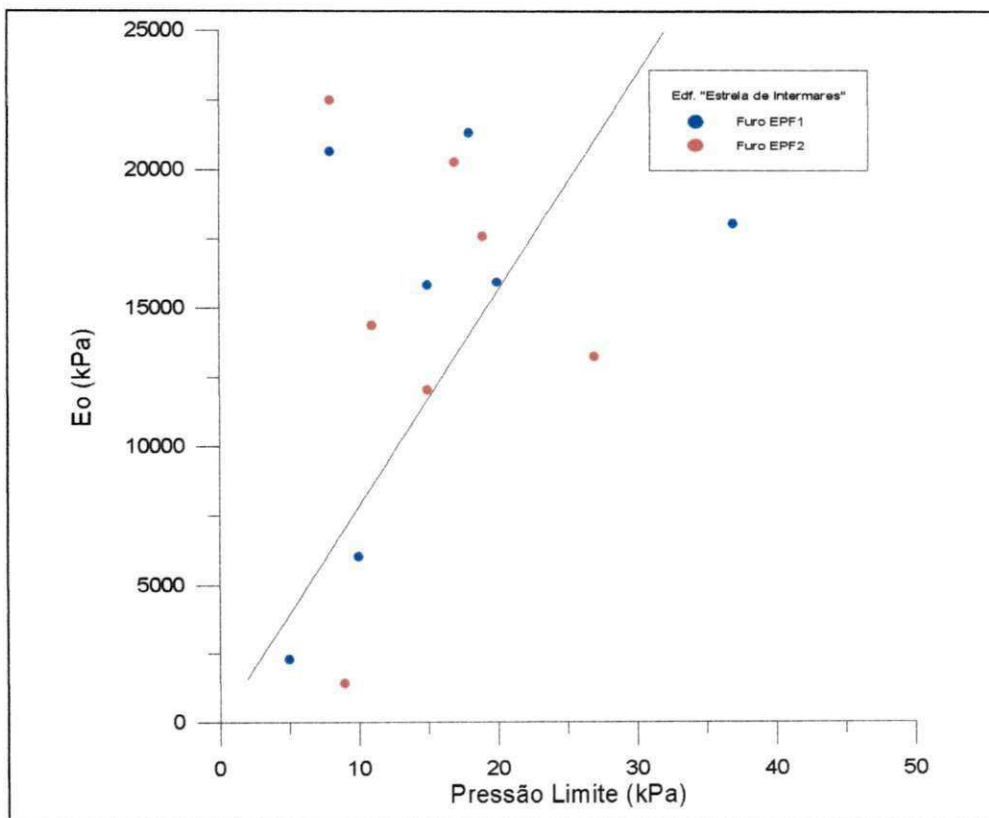


Figura 4.63 - Valores de E_0 versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício “Estrela de Intermares”.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os mesmos possuíam resultados bastante diferentes. O Furo EPF1 apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$ a correlação: $E_0 = 498,91 \cdot N_{SPT}$ e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,96$, obteve-se que $E_0 = 686,87 \cdot N_{SPT}$.

Observando-se a discrepância dos resultados obtidos dessas correlações, neste campo experimental, constatou-se que a sensibilidade do módulo pressiométrico e as alterações no estado de compactidade do solo impostas ao estrato, contribuíram

significativamente para que estes resultados apresentassem um coeficiente de correlação, R_2 , inferior aos demais campos experimentais analisados.

4.3.3 - Correlações entre a pressão limite (P_L) e o número de golpes do SPT (N_{SPT}).

Os resultados das correlações entre a pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais analisados, estão apresentados nas Figuras 4.64 à 4.68. De uma forma geral, os resultados obtidos apresentaram-se bastante satisfatórios

BRIAUD (1992), trabalhando com solos arenosos, encontrou uma relação de proporção direta entre os valores de P_L e os do N_{SPT} , a qual apresentava-se como sendo $P_L = 47,9 \cdot N_{SPT}$.

4.3.3.1 - Campo Experimental 1 - Edifício. “Príncipe de Missenas”

Os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados, neste campo experimental, na Figura 4.64. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros para os Furos EPF2 e EPF3.

Através destes valores obteve-se, nos Furos EPF1 e EPF2, com um coeficiente de determinação $R^2=0,96$, a correlação: $P_L = 94,28 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF2 e EPF3, observou-se que os mesmos possuem resultados diferentes. O Furo EPF2, apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,88$, a correlação: $P_L = 63,11 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF3, para um coeficiente de determinação, $R^2 = 0,97$, obteve-se que $P_L = 101,25 \cdot N_{SPT}$.

A discrepância observada entre os furos analisados provavelmente seja uma evidência de que alguns ensaios, do Furo EPF2, podem não ter sido executados de forma satisfatória. Apesar disso, os resultados obtidos apresentaram-se mais consistentes do

que os resultados obtidos entre o módulo pressiométrico (E_0) e o número de golpes do SPT (N_{SPT}).

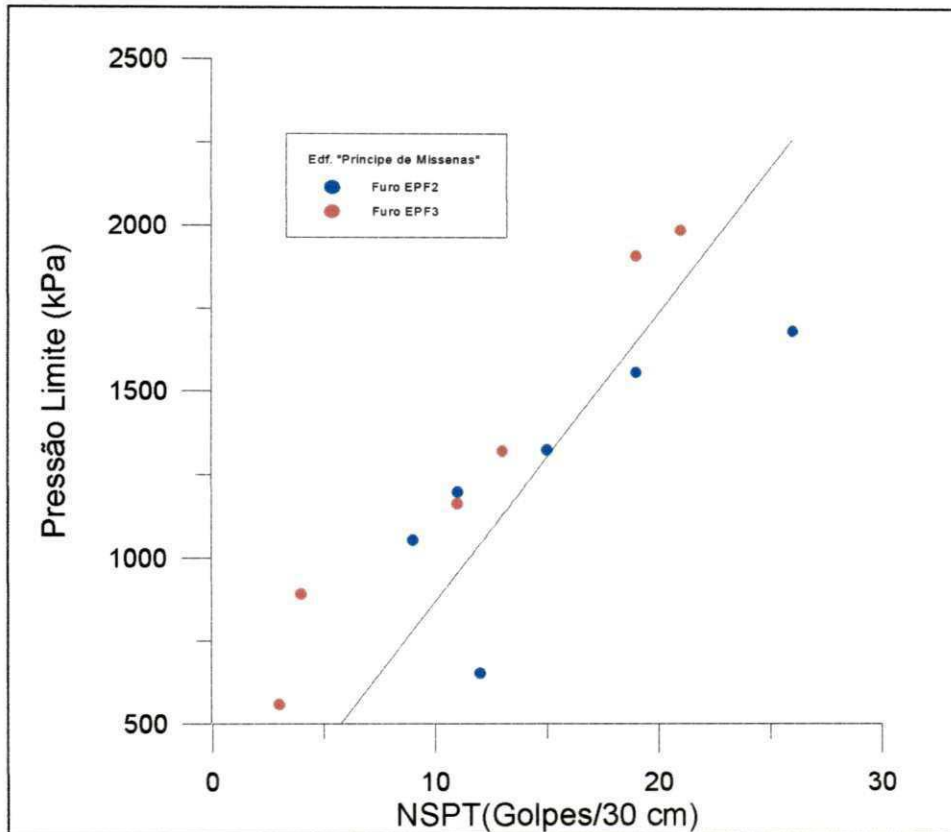


Figura 4.64 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

4.3.3.2 - Campo Experimental 2 - Edifício “Shambala”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.65. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, a correlação: $P_L = 97,30 \cdot N_{SPT}$.

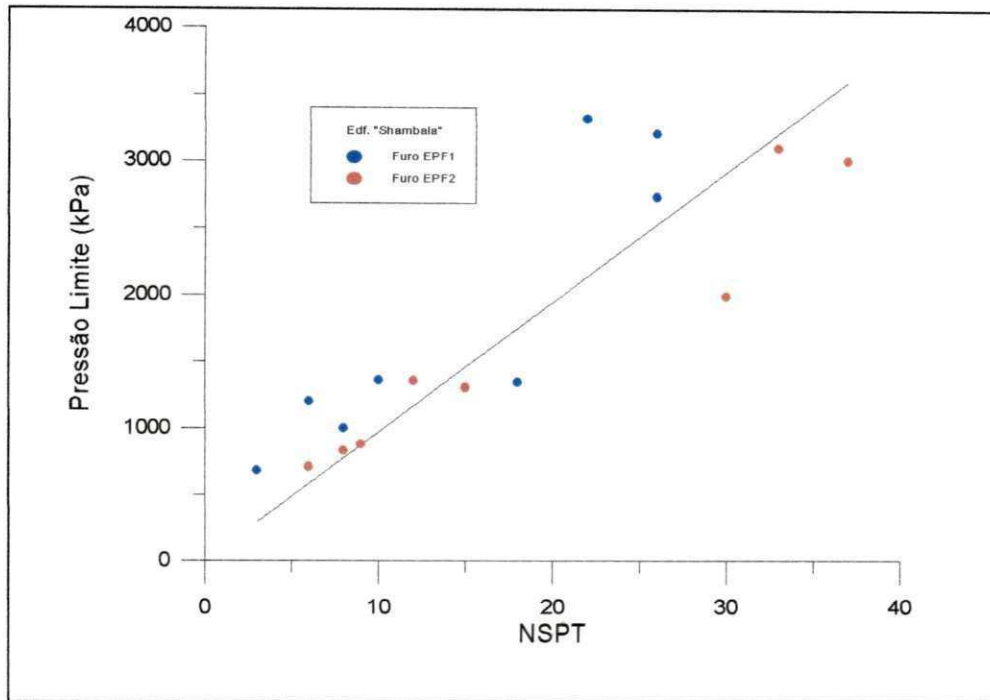


Figura 4.65 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.

Analisando-se separadamente os furos EPF1 e EPF2, observou-se que os mesmos possuem resultados razoavelmente concordantes. O Furo EPF1 apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,96$, a correlação: $P_L = 119,29 \cdot N_{SPT}$ e o Furo EPF3, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, obteve-se que $P_L = 81,97 \cdot N_{SPT}$.

4.3.3.3 - Campo Experimental 3 - Edifício “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L), versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.66, na qual, estão incluídos os resultados destes parâmetros, obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação, $R^2 = 0,78$, a correlação: $P_L = 87,16 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que o Furo EPF2, apresentou resultados mais satisfatórios do que o Furo EPF1. No Furo EPF1 obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$, a correlação: $P_L = 74,43 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF3, para um $R^2 = 0,91$, obteve-se $P_L = 116,97 \cdot N_{SPT}$.

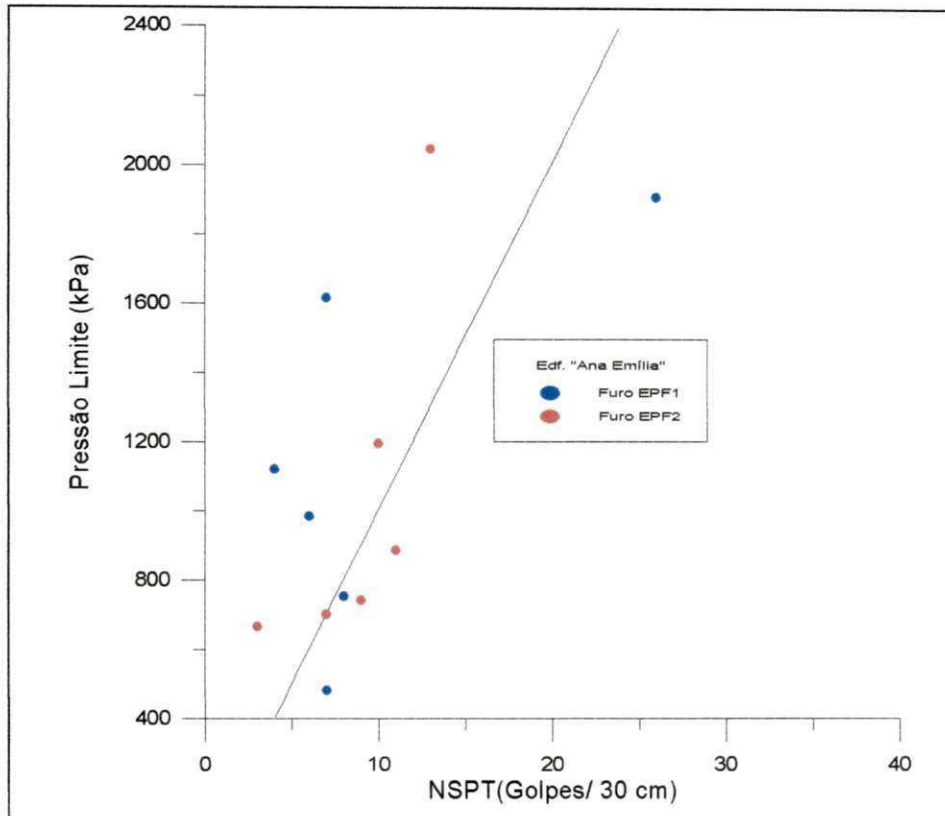


Figura 4.66 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

O valor do coeficiente de determinação R^2 , obtido para o Furo EPF1, voltou a apresentar-se relativamente baixo, contudo, praticamente manteve o mesmo coeficiente de correlação, encontrado para o módulo pressiométrico (E_0). Ao que parece, alguns ensaios neste furo tiveram perturbações excessivas e, conseqüentemente, estão causando esta diminuição no valor do coeficiente R^2 . Entretanto, conforme citado anteriormente, este valor ainda permanece dentro da faixa de valores aceitáveis.

4.3.3.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.67. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,65$, a correlação: $P_L = 386,21 \cdot N_{SPT}$.

Uma vez que o material encontrado neste terreno apresentou características distintas às dos campos experimentais anteriores, observou-se que o valor do coeficiente de proporcionalidade apresentou-se bem mais elevado que os anteriores e bastante disperso. Contudo, pelo reduzido número de ensaios realizados neste campo experimental, esta correlação apenas ilustra o comportamento observado.

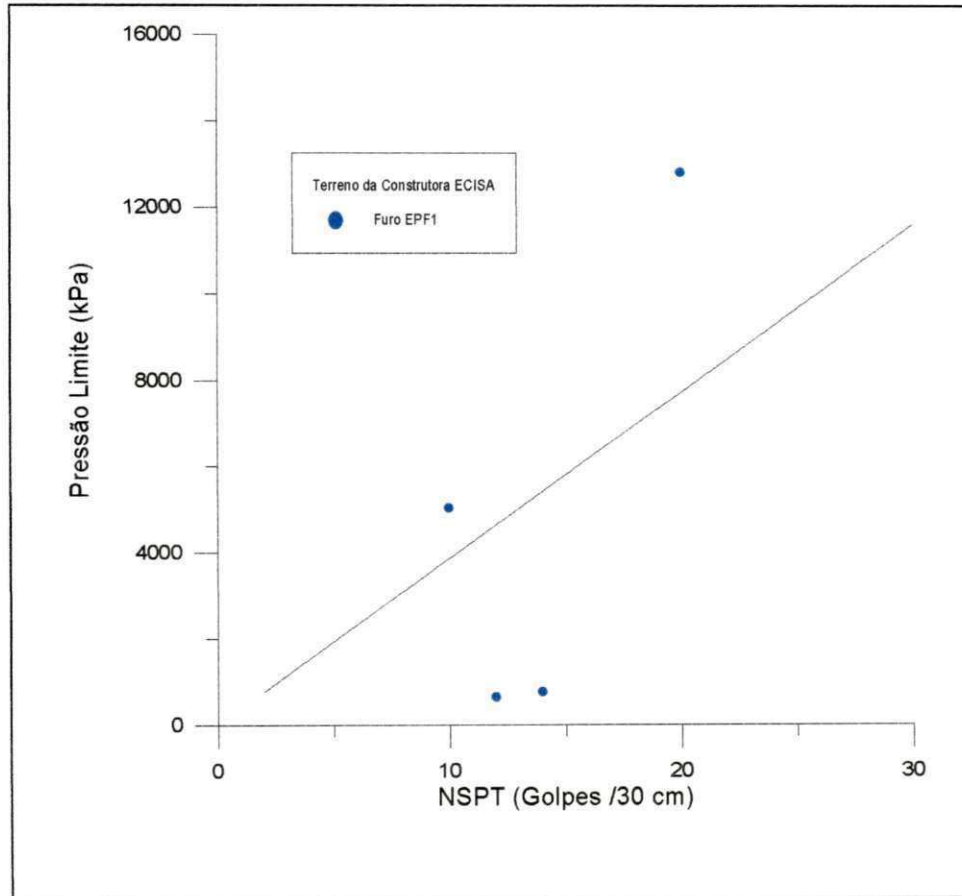


Figura 4.67 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.3.3.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermares”

Neste campo experimental, os valores da pressão limite (P_L) versus o número de golpes do SPT (N_{SPT}) estão apresentados na Figura 4.68. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros, obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,71$, a correlação: $P_L = 124,49 \cdot N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que o Furo EPF1 apresentou, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$, a correlação: $P_L = 119,61 \cdot N_{SPT}$, enquanto que no Furo EPF2, para um $R^2 = 0,68$, obteve-se $P_L = 131,04 \cdot N_{SPT}$.

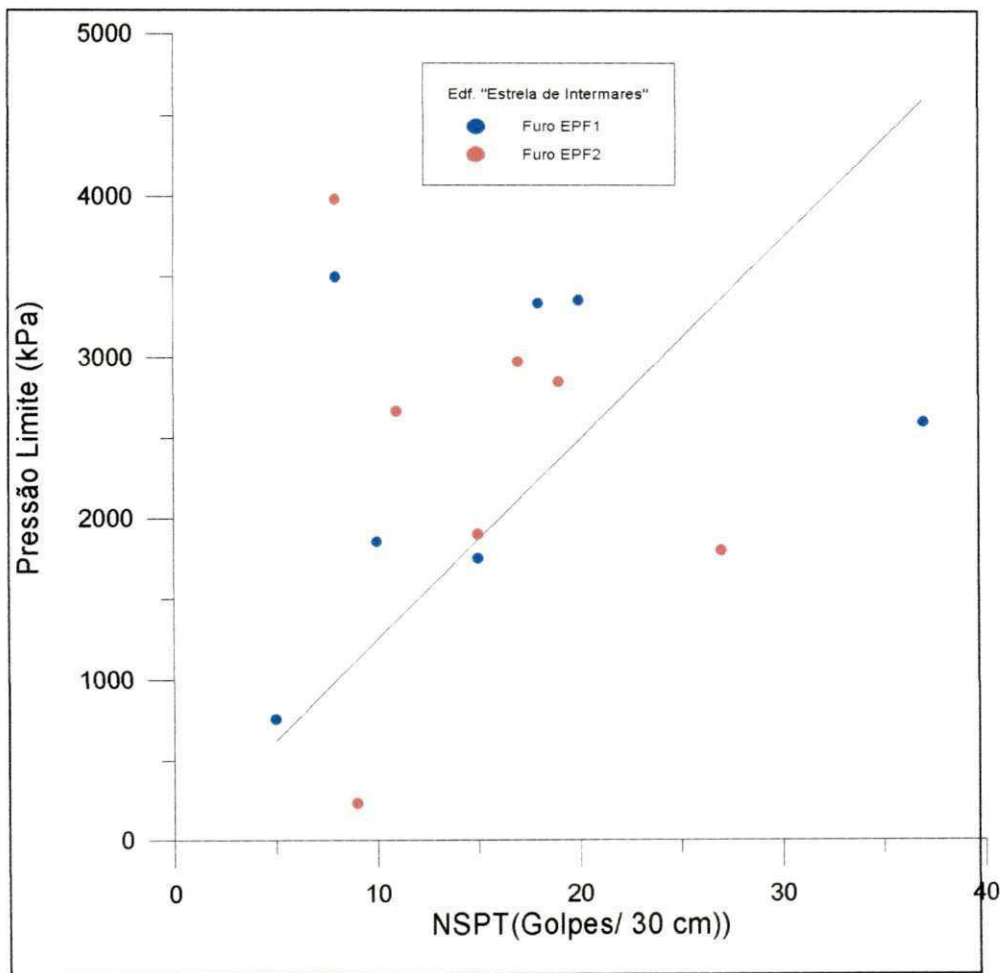


Figura 4.68 - Valores de P_L versus N_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

Observando-se as correlações obtidas neste campo experimental, constata-se que o mesmo apresentou resultados mais dispersos que os outros campos experimentais que apresentaram condições de compacidade e tipos análogos de solos. Ao que parece, tal fato é decorrente, sobretudo, das alterações sofridas pelo solo, conforme citado no Item 4.1 do presente capítulo.

4.3.4 - Correlações entre o módulo pressiométrico (E_0) e o módulo de deformação do SPT (E_{SPT})

Os resultados das correlações entre o módulo pressiométrico e o módulo de deformação do SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais utilizados, estão apresentados nas Figuras 4.69 à 4.73.

Segundo DÉCOURT (1989), o módulo de deformação obtido através do ensaio SPT é cerca de 3 vezes maior que o módulo pressiométrico.

4.3.4.1 - Campo Experimental 1 -Edf. “Príncipe de Missenas”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}) estão apresentados na Figura 4.69. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF2 e EPF3.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,84$, as seguintes correlações: $E_0 = 0,137.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$, e $E_0 = 0,117.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF2 e EPF3, observou-se resultados bastante diferenciados. No Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,90$, foram obtidas as seguintes correlações: $E_0 = 0,110.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,094.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao Furo EPF3, estes valores apresentaram, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$, as correlações: $E_0 = 0,191.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$, e $E_0 = 0,163.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0), apresentaram-se bem mais elevados do que os valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando, neste caso, o E_{SPT} , em média, 8 vezes maior que o E_0 .

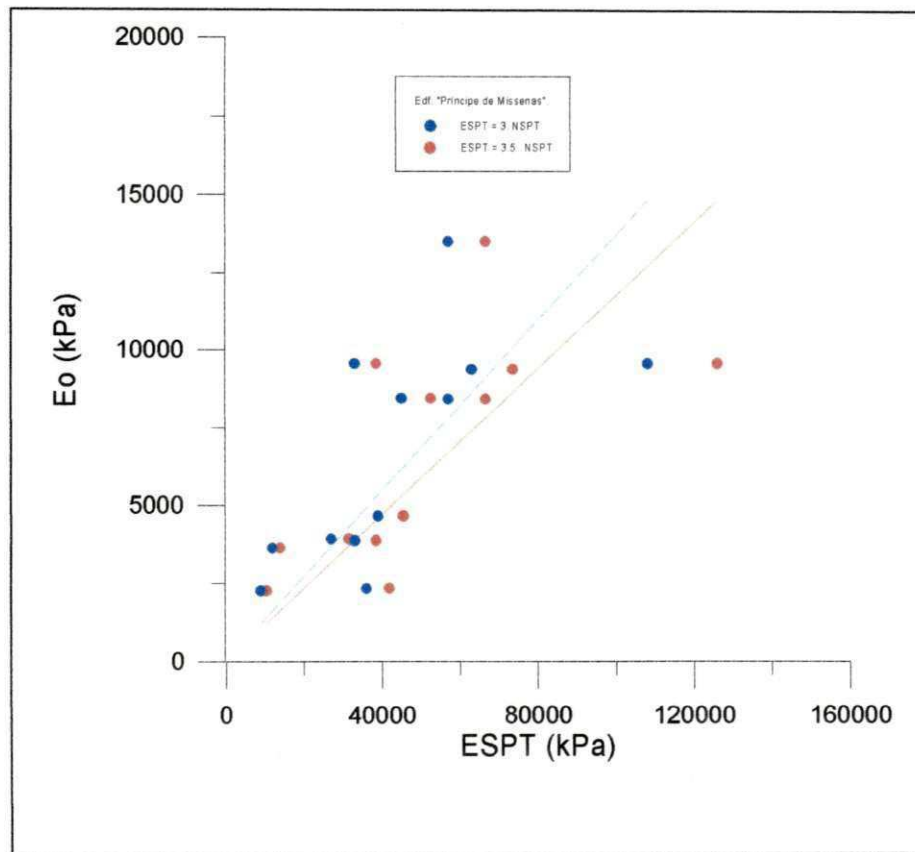


Figura 4.69 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

4.3.4.2 - Campo Experimental 2 -Edf. “Shambala”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.70. Neste gráfico estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$, as correlações: $E_0 = 0,210.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,189.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observa-se os seguintes resultados. No Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,90$, obtém-se as correlações $E_0 = 0,210.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,223.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao Furo EPF2, estes valores apresentam um coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$ e as seguintes correlações: $E_0 = 0,204.E_{SPT}$, considerando-se $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,175.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

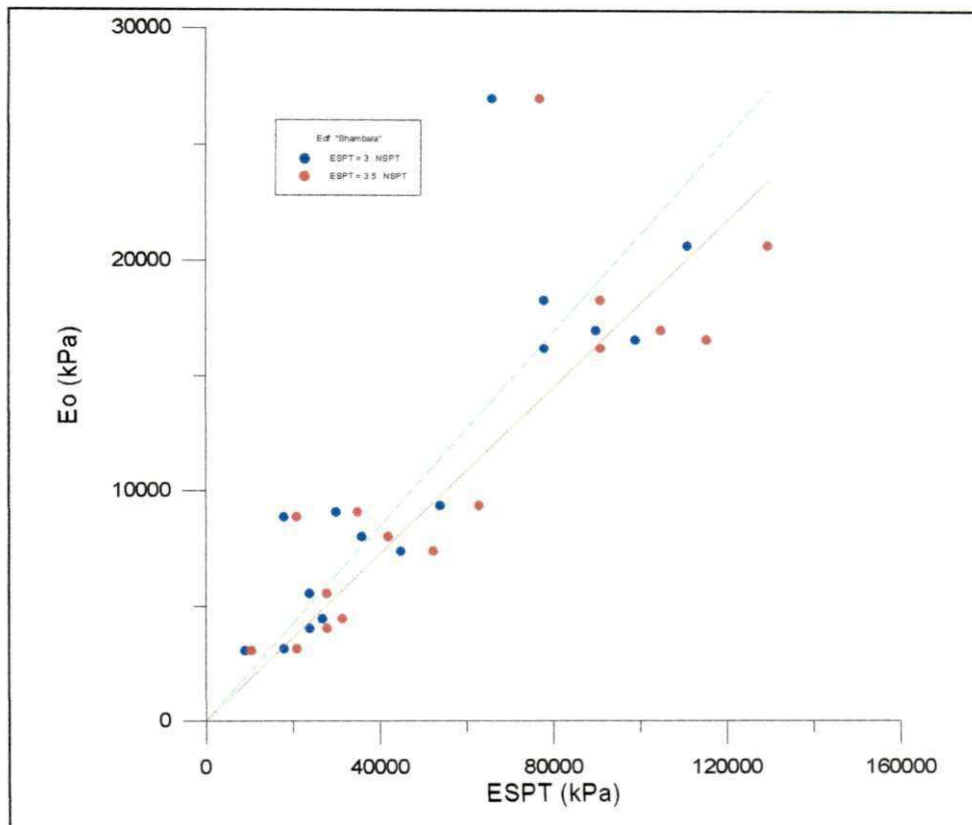


Figura 4.70 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0), também apresentaram-se mais elevados do que os valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 5 vezes maior do que o E_0 .

4.3.4.3 - Campo Experimental 3 -Edf. “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.71. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,81$, as correlações: $E_0 = 0,185.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,150.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

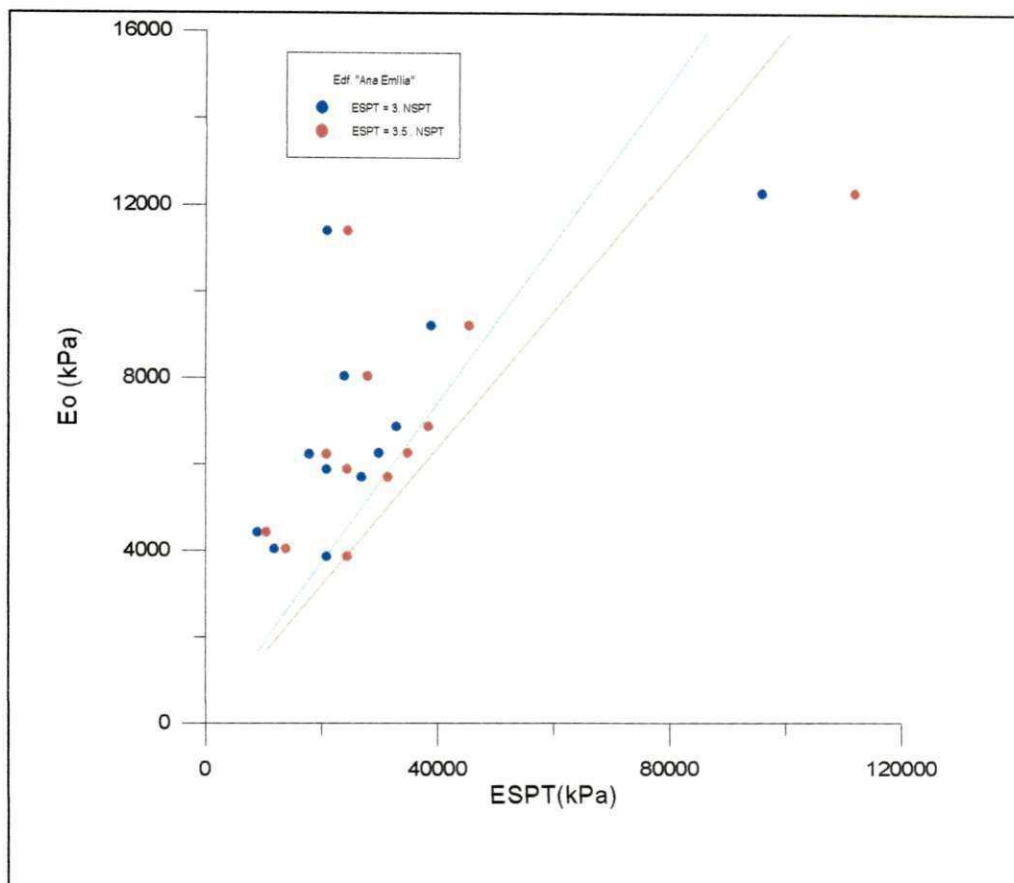


Figura 4.71 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 3 - Edifício “Ana Emília”.

Analisando-se separadamente os furos EPF1 e EPF2, observou-se os seguintes resultados. No furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R_2 = 0,74$, obteve-se as correlações $E_0 = 0,166.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,142.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao furo EPF2, estes valores apresentaram um coeficiente de determinação $R_2 = 0,96$ e as seguintes correlações: $E_0 = 0,228.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,196.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Conforme fora observado nas análises anteriores, o furo EPF1 voltou a apresentar correlações com coeficientes de determinação mais baixos do que os obtidos para o furo EPF2, podendo ser mais uma evidência de que alguns ensaios deste furo apresentaram resultados dispersos.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0), também apresentaram-se mais elevados do que os valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 6 vezes maior do que o E_0 .

4.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}), estão apresentados na Figura 4.72. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

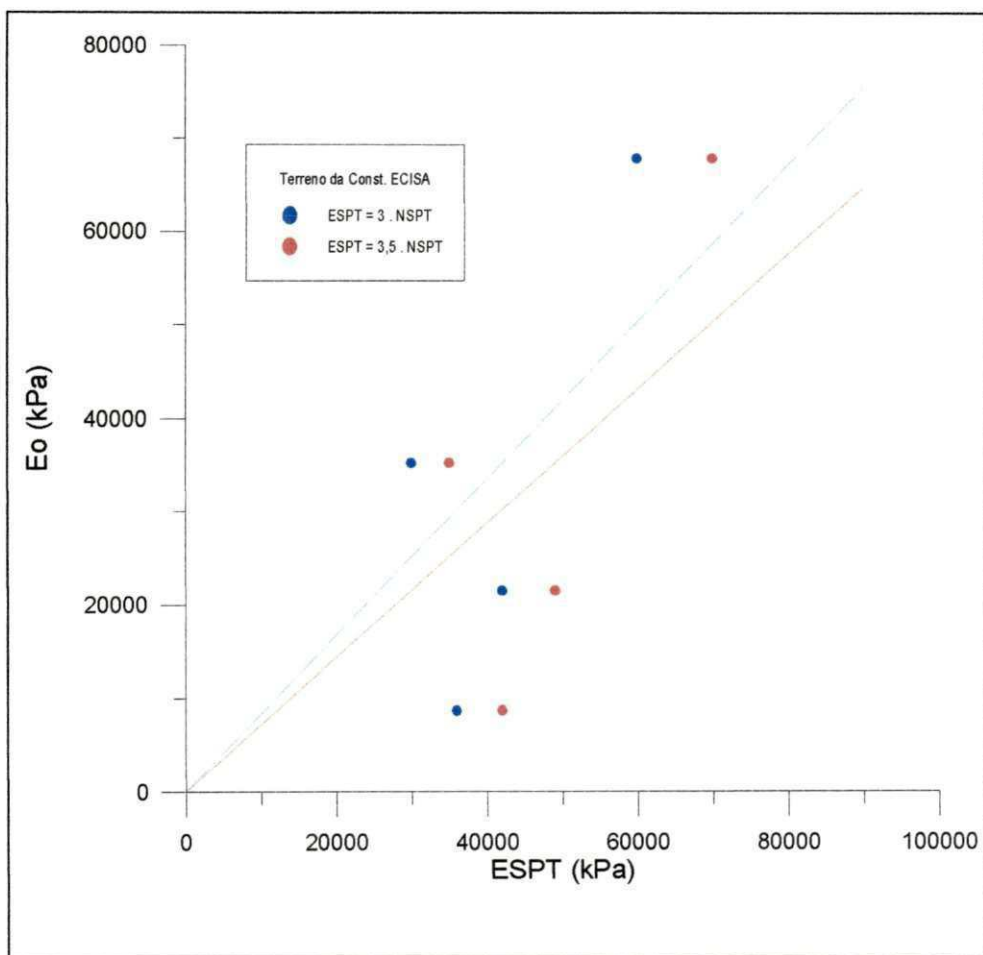


Figura 4.72 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R_2 = 0,83$, as correlações: $E_0 = 0,838.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,718.E_{SPT}$, para $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

As correlações obtidas para estes parâmetros também apresentaram coeficientes de proporcionalidade mais elevados, já que o solo encontrado possui características distintas dos solos anteriormente analisados.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0) apresentaram-se inferiores aos valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 1,40 vezes maior do que o E_0 .

4.3.4.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermares”.

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus o módulo de deformação do SPT (E_{SPT}) estão apresentados na Figura 4.73. Neste gráfico, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,76$, as correlações: $E_0 = 0,256.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,222.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, foram obtidos os seguintes resultados. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,77$, obteve-se as correlações: $E_0 = 0,245.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,210.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$. Com relação ao Furo EPF2, estes valores apresentaram um coeficiente de determinação $R^2 = 0,74$ e as seguintes correlações: $E_0 = 0,279.E_{SPT}$, considerando-se o $E_{SPT} = 3.N_{SPT}$ e $E_0 = 0,239.E_{SPT}$, para o $E_{SPT} = 3,5 . N_{SPT}$.

Neste campo experimental, os valores obtidos para as correlações entre o módulo de deformação do ensaio SPT (E_{SPT}) e o módulo pressiométrico (E_0) apresentaram-se bastante próxima dos valores sugeridos por DÉCOURT (1989), ficando neste caso, o E_{SPT} , em média, 4 vezes maior do que o E_0 .

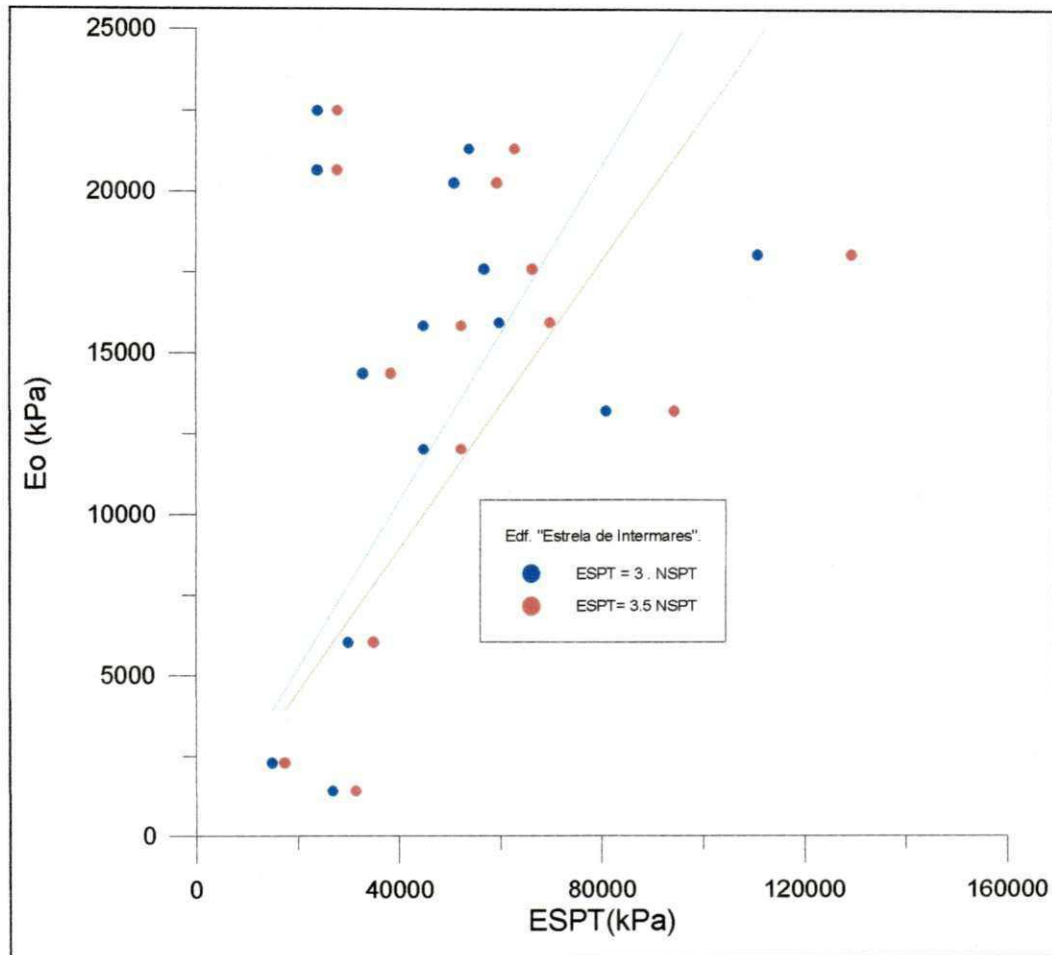


Figura 4.73 - Valores de E_0 versus E_{SPT} , no campo experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

4.3.5 - Correlações entre o módulo pressiométrico (E_0) e a pressão limite (P_L)

Os resultados das correlações entre o módulo pressiométrico e o módulo de deformação do SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais analisados, estão apresentados nas Figuras 4.74 à 4.80.

4.3.5.1 - Campo Experimental 1 -Edf. "Príncipe de Missenas"

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L) estão apresentados na Figura 4.74. Nela, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF2 e EPF3.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,93$, a correlação: $E_0 = 5,36.P_L$.

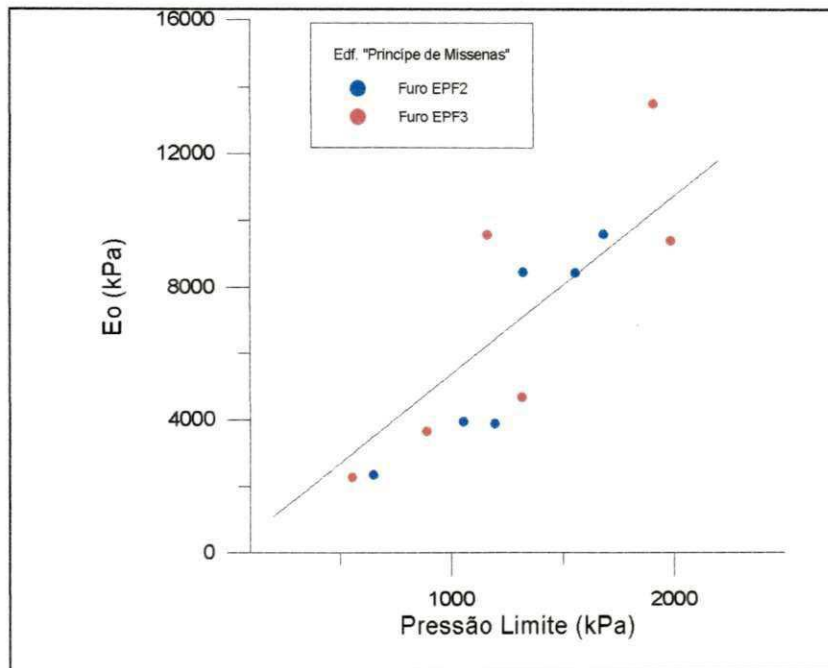


Figura 4.74 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 1 - Edifício “Príncipe de Missenas”.

Analisando-se separadamente os furos EPF2 e EPF3, observou-se resultados obtidos apresentaram-se bastante consistentes. No furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, obteve-se a correlação: $E_0 = 5,07.P_L$, e no furo EPF3, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,92$, obteve-se a correlação: $E_0 = 5,61.E_{SPT}$.

4.3.5.2 - Campo Experimental 2 -Edf. “Shambala”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L), estão apresentados na Figura 4.75. Nela, estão incluídos os resultados destes parâmetros, obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, a correlação: $E_0 = 6,49.P_L$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os valores encontrados também se apresentaram bastante satisfatórios. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, obteve-se a correlação: $E_0 = 6,66.P_L$, e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,97$, obteve-se: $E_0 = 6,28.E_{SPT}$,

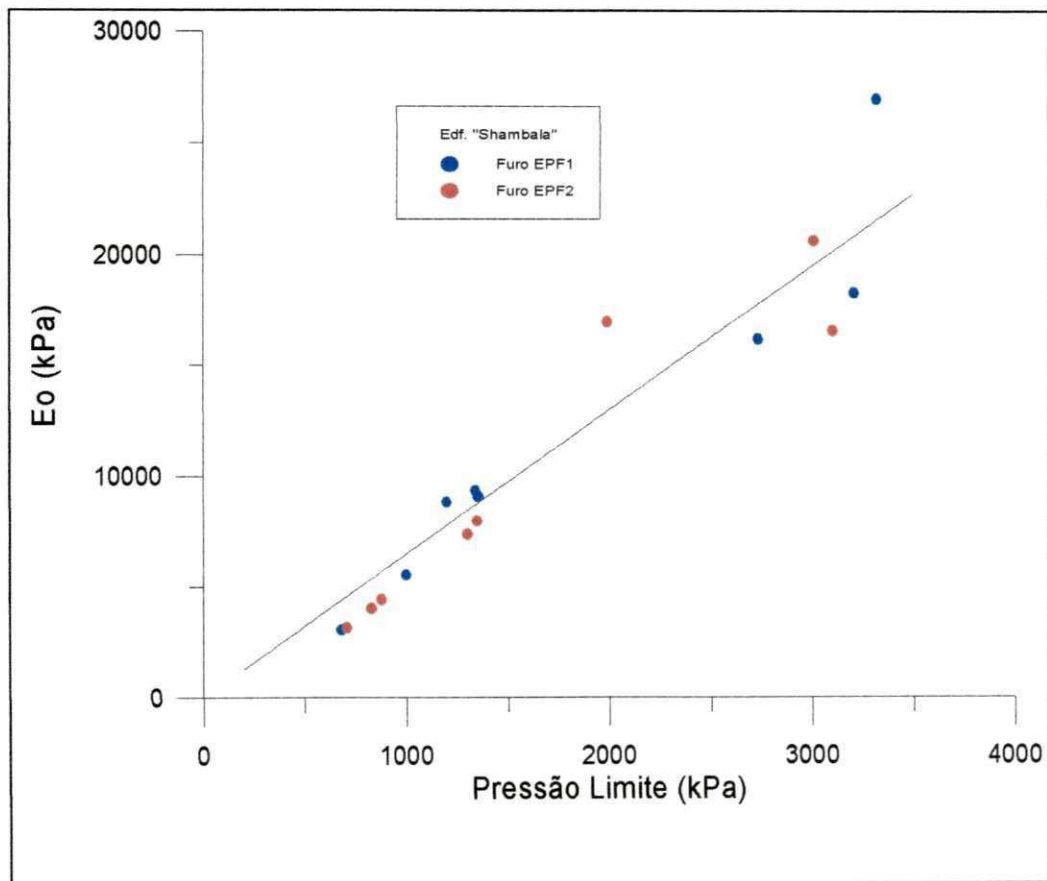


Figura 4.75 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 2 - Edifício “Shambala”.

4.3.5.3 - Campo Experimental 3 -Edf. “Ana Emília”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L) estão apresentados na Figura 4.76. Nela, estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,94$, a correlação: $E_0 = 6,06.P_L$.

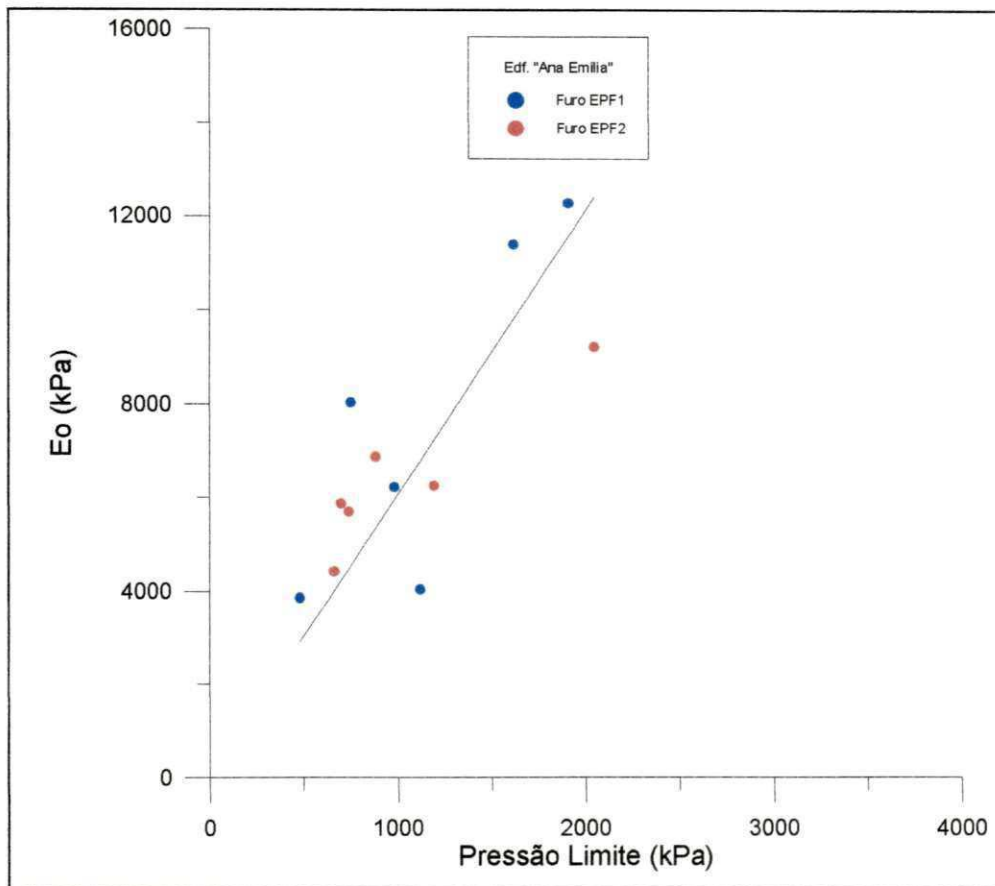


Figura 4.76 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 3 - Edifício "Ana Emilia".

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os resultados obtidos também se apresentaram bastante satisfatórios. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, obteve-se a correlação: $E_0 = 6,54.P_L$, e no Furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,94$, encontrou-se a correlação: $E_0 = 5,53.E_{SPT}$,

4.3.4.4 - Campo Experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L), estão apresentados na Figura 4.77.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,94$, a correlação: $E_0 = 5,96.P_L$.

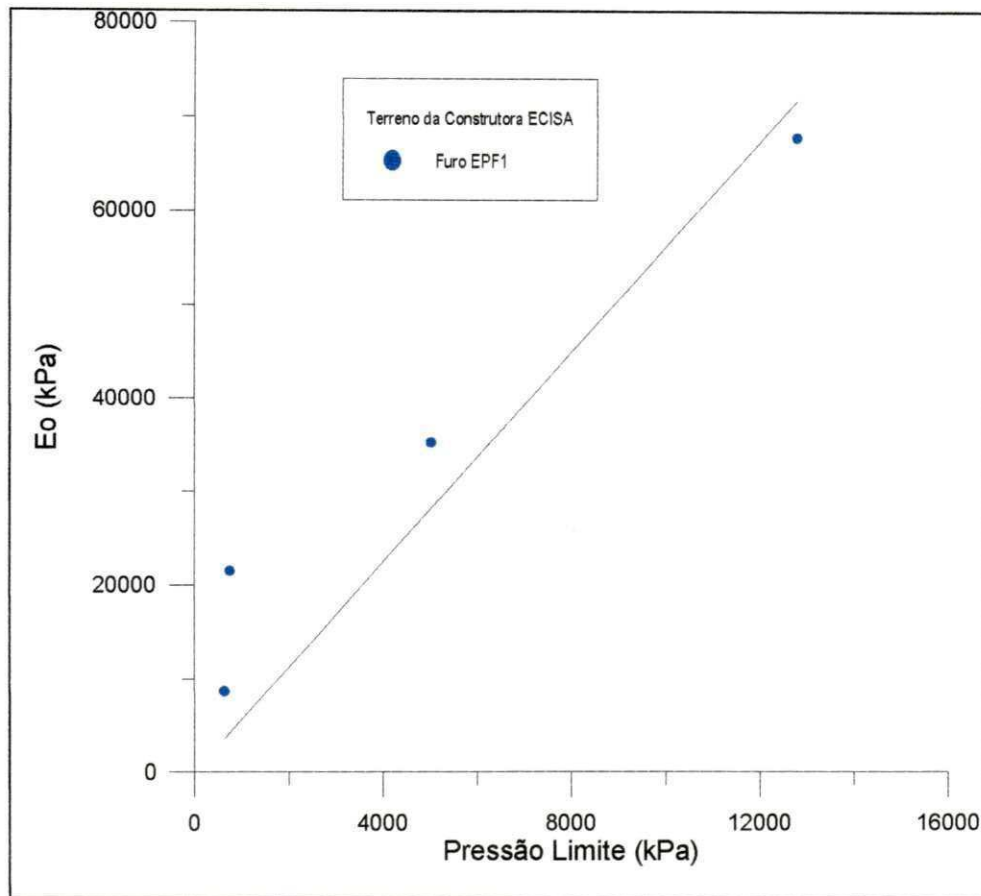


Figura 4.77 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 4 - Terreno da Construtora ECISA.

4.3.4.5 - Campo Experimental 5 -Edf. “Estrela de Intermars”

Neste campo experimental, os valores do módulo pressiométrico (E_0) versus a pressão limite (P_L) estão apresentados na Figura 4.78. Nela estão incluídos os resultados destes parâmetros obtidos nos Furos EPF1 e EPF2.

Através destes valores, obteve-se, com um coeficiente de determinação $R_2 = 0,97$, a seguinte correlação: $E_0 = 5,98.P_L$.

Analisando-se separadamente os Furos EPF1 e EPF2, observou-se que os resultados obtidos também se apresentaram bastante satisfatórios. No Furo EPF1, para um coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$, obteve-se a correlação: $E_0 = 5,87.P_L$, e no furo EPF2, para um coeficiente de determinação $R_2 = 0,99$, apresentou a correlação: $E_0 = 6,06.E_{SPT}$,

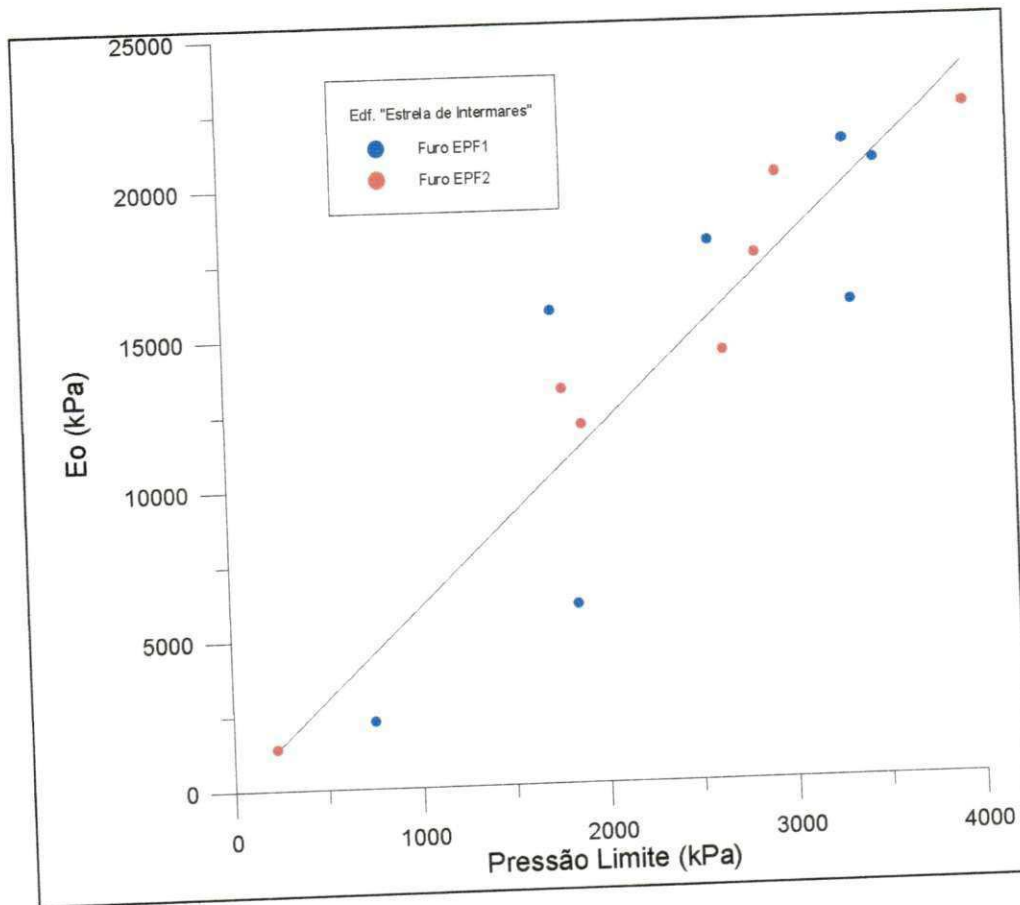


Figura 4.78 - Valores de E_0 versus P_L , no campo experimental 5 - Edifício "Estrela de Intermares".

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - CONCLUSÕES

Fundamentando-se nas informações da revisão bibliográfica e das análises dos resultados obtidos durante a realização deste trabalho, conclui-se que:

1. O pressiômetro de MÉNARD é um equipamento de fácil manuseio e de fácil exequibilidade se comparados com outros ensaios “in situ” como o SPT, contudo necessita de operadores bem treinados;
2. Nos ensaios pressiométricos, as operações de calibração e de execução do furo são de fundamental importância para a obtenção de um bom resultado, devendo, inclusive, esta última, ser feita com o pessoal da equipe de sondagem já devidamente treinados, uma vez que alguns parâmetros geotécnicos tais como o módulo pressiométrico e conseqüentemente o módulo de elasticidade transversal, mostram-se exageradamente sensíveis às perturbações do furo;
3. Os valores do módulo pressiométrico (E_0), mesmo, em alguns casos, apresentando valores dispersos, foram consistentes com a mudança de estratos; contudo, pela sensibilidade deste parâmetro, pelo reduzido número de ensaios realizados e pelas dispersões ocorridas em alguns campos experimentais, este comportamento necessita de uma análise mais aprofundada;
4. Os valores do módulo pressiométrico (E_0), de uma forma geral, assim como o módulo de elasticidade transversal (G), apresentaram uma boa concordância com o perfil dos valores do N_{SPT} . Este fato, também requer, uma análise mais aprofundada;
5. Os valores do módulo pressiométrico (E_0), obtidos no conjunto de ensaios deste trabalho, assim como o módulo de elasticidade transversal (G), se mostraram compatíveis com os valores encontrados na literatura pressiométrica;

6. De uma maneira geral, os valores da pressão limite (P_L), nos campos experimentais estudados, mais especificamente nos estratos analisados em cada furo, apresentaram um comportamento análogo ao do perfil do número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}) e mostraram que as perturbações causadas na execução do furo não exercem grande influência sobre os mesmos;
7. Os valores da pressão limite (P_L) e da pressão limite efetiva (P_L') obtidos neste trabalho, mostraram-se compatíveis com os valores sugeridos na literatura pressiométrica;
8. Os valores da pressão limite (P_L), de uma maneira geral, também mostraram-se consistentes com a identificação de mudanças de estratos, contudo, este comportamento também requer uma análise mais aprofundada;
9. O perfil dos valores da pressão limite efetiva (P_L') apresentou o mesmo comportamento do perfil dos valores da pressão limite (P_L);
10. Os valores da tensão horizontal total no repouso (σ_{ho}) apresentaram comportamento disperso e bastante irregular, provavelmente em decorrência da subjetividade do seu processo de obtenção;
11. Os valores das relações E_0/P_L e E_0/P_L' , obtidos neste trabalho, apresentaram valores, relativamente mais baixos do que os valores sugeridos pela literatura;
12. A identificação do tipo de solo através das faixas de valores sugeridas por BRIAUD apresentou resultados concordantes com os obtidos através do perfil de sondagem do ensaio SPT, enquanto que as tabelas de classificação do solo, sugeridas por CLARKE e por MÉNARD, mostraram resultados dispersos e, na maioria das vezes, com os parâmetros obtidos sem se enquadrarem dentro de alguma das faixas sugeridas;
13. Os valores obtidos para o módulo de deformação, calculados através do ensaio SPT (E_{SPT}), quando comparados com o módulo pressiométrico (E_0), apresentaram-se bem mais elevados do que os sugeridos pela literatura pressiométrica encontrada;

14. As correlações obtidas entre o módulo pressiométrico (E_0) e o número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}), para solos arenosos, apresentaram resultados consistentes e proporcionais, contudo, os fatores de proporcionalidade obtidos apresentaram valores duas vezes maiores do que os sugeridos pela literatura encontrada;

15. As correlações obtidas entre a pressão limite (P_L) e o número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}), nos campos experimentais constituídos por solos arenosos, apresentaram resultados consistentes e proporcionais, contudo, os fatores de proporcionalidade obtidos, também apresentaram-se bem mais elevados do que os valores sugeridos pela literatura encontrada;

16. As correlações obtidas entre o módulo pressiométrico (E_0) e a pressão limite (P_L), nos campos experimentais constituídos por solos arenosos, também se apresentaram consistentes e proporcionais, com o módulo pressiométrico (E_0) sendo 5 à 6 vezes maior que a pressão limite (P_L) correspondente.

5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

No desenvolvimento dos futuros trabalhos que estejam relacionados com as questões discutidas na presente dissertação, sugere-se a inclusão dos seguintes tópicos:

1. Comparar, em um mesmo campo experimental, os resultados obtidos através do pressiômetro MÉNARD com os resultados obtidos utilizando-se outros tipos de pressiômetros, tais como o de BRIAUD e o auto-perfurante e, estabelecer, se possível, correlações entre estes resultados;

2. Realizar ensaios pressiométricos utilizando-se lamas bentoníticas com diferentes viscosidades, para verificar a influência deste fator sobre os parâmetros obtidos, principalmente o módulo pressiométrico;

3. Realizar testes pressiométricos com diferentes velocidades para verificar os possíveis efeitos das condições de drenagem “in situ” sobre os parâmetros obtidos;

4. Executar ensaios pressiométricos, utilizando-se o pressiômetro MÉNARD em solos siltosos e silto-arenosos;
5. Verificar, através do uso do ensaio pressiométrico, o aumento da resistência de um solo melhorado com estacas de areia, areia e brita e solo-cimento;
- 6.. Comparar os resultados do ensaio pressiométrico e do SPT quando executados em um mesmo furo;
7. Aumentar o número de ensaios no trecho de recompressão para uma obtenção mais precisa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho});
8. Coletar mais dados dos campos experimentais estudados, ou de regiões próximas a estes e que apresentem às mesmas características, para que se possam obter correlações mais precisas e um banco de dados mais completo;
11. Ajustar, em função de um banco de dados, coletados a partir de um número bastante significativo de ensaios pressiométricos, uma tabela de classificação de solos mais compatíveis com as características dos solos brasileiros;

6.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 6484, Execução de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos, 1980.

ABNT, NBR 7250, Identificação e Descrição de Amostra de Solos, Obtidos em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos, 1980.

ALCÂNTARA, P. B. (1992), Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações Rasas em Solos Argilosos através do SPT, da Prova de Carga sobre Placas e do Ensaio Pressiométrico, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande.

AMAR, S., (1989), Comunicação Pessoal feita a QUARESMA et alii (1996).

AMAR, S., BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1983), Le Reconnaissance des Sols à Terre et en Mer, Bull. Lianison des LCPC, N° 126, pp. 21-25.

AMAR, S., CLARKE, B.G.F., GAMBIN, M. P., e ORR, T.L.L. (1991), The Application of Pressuremeter Tests Results to Foundation Design in Europe; A state-of-the-art report by ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters,, Part 1: Predrilled pressuremeters and self-boring pressuremeters, A. A. Balkema, pp. 01-23;

ASTM (1987) - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS, Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D4719/87, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York;

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., LE MÉE, E., LE MEHAUTÉ, A. (1972), Expansion des Sondes Cylindriques dans les sols cohérents, Gull Liaison des LCPC, n° 67, pp 180-202.

- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1973)**, Etude Expérimentale du Comportement Le Pressiomètre Autofureur, Bull. Liaison des LCPC, N° 67, pp. 9-30.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., SHIELDS, D. H. (1978)**, The Pressuremeter and Foundation Engineering, 1^a ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publication, 617p.
- BAGUELIN, F., BUSTAMANTE, M. e FRANK, R. A. (1986)**, "The Pressuremeter for Foundations: "French Experience". ASCE Conf. In Situ, Blacksburg, Virginia, USA, PP. 31-46;
- BARATA, F. E., (1994)**, Propriedades Mecânicas dos Solos, Livros Técnicos e Científicos.
- BERBERIAN, D. (1986)**, Sondagens do Subsolo para fins de Engenharia, Brasília, Infrasolo Ltda;
- BEZERRA, S. P. e LUCENA, F. B. (1990)**, Aplicação do Pressiômetro de Briaud em Projetos de Fundações Superficiais, Seminário Regional de Engenharia Civil, Vol. II, pp. 457-470.
- BISHOP, R. F., HILL, R., MOTT. N.F. (1945)**, The Teory of Identation and Hardness Test, Proceedings of the physical Society, London, v. 57, n. 321, pt. 3, p. 147-159.
- BOSCH, D. R. (1996)**, Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivo-Friccionais Através de Métodos Analíticos, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- BRANDT, J.R.T. (1978)**, Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais e Gnaissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro;

- BRIAUD, J. L. & SHIELDS, D.L.H. (1979)**, A Special Pressuremeter and Pressuremeter Test for Pavement and Design, *Geotechnical Testing*, Vol. 7, N. 01, pp. 143-151.
- BRIAUD, J. L. (1992)**, *The Pressuremeter*, Trans Tech Publications, Balkema, Roterdã, 322p.
- BRIAUD, J. L. & GANBIN, M. (1984)**, Suggested Practice for Drilling Boreholes for Pressuremeter Testing, vol. 7, N. 01, pp. 36-40.
- BRIAUD, J. L., (1985c.)**, Correlation, between Pressuremeter Data and Others Parameters, Research Report, Civil Engineering, Texas A University (citado por BRIAUD, 1992).
- BRIAUD, J. L., TUCKER, L., FÉLIO, G. (1983)**, *Pressuremeter, CPT and Foundation Design*, Vol.I, Carleton University, Ottawa, Canadá.
- CAPUTO, H. C. (1985)**, *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*, Rio de Janeiro, Vol. 2, Livros Técnicos e Científicos.
- BURGESS, N. e EISENSTEIN, Z. (1977)**, The Application of Pressuremeter Test Results in Deformation Analyses, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 14, pp 64-75.
- CASSAN, M. (1974)**, *Le Essai Pressiometrique et ses Applications*, *Mecanique des Solos les Essais in Situ*, Centre d'Actualisation Scientifique er Technique, Lyon, pp. 379-446.
- CAVALCANTE, E. H. (1997)**, *Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão-Deformação de Um Depósito de Argila Mole da Cidade de Recife, Através do Pressiômetro Ménard*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande - PB.

- CLARKE, B. G. (1995)**, Pressuremeter in Geotechnical Design, Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, 362p.
- CLARKE, B. G.(1989)**, The Analysis and Interpretation of Pressuremeter Tests, International Seminar on Recent Advances on Foundation Analysis and Design, Rio de Janeiro.
- CUNHA, R. P. (1996)**, A New Cavity Expansion Model To Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand, Solos e Rochas, N° 19, São Paulo/Brasil, pp. 15-27.
- DAVIDSON, R.R., PEREZ, J.Y. (1980)**, Pressuremeter Research: I-90 Project, Woodward Clyde Consultants, Researchs Report. (p/ Briaud (1983).
- DÉCOURT, L. (1989)**, The Standard Penetration Test - State of Art Report, In: ICSMFE, 12.
- DÉCOURT, L., NIYAMA, S., CAMPOS, G. C., DOURADO, J. C., (1995)**, Experimental Behaviour of a Piled Footing, In. Congresso Pan Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10., Guadalajara.
- De Mello, V. P. B. (1967)**, Considerações sobre os Ensaios de Penetração e suas Aplicações a Problemas de Fundações Rasas, São Paulo.
- De Mello, V. P. B. (1971)**, The Penetration Test, 4th PanAm Conf. ISMFE, Puerto Rico, v.01, pp 1-86.
- EISENSTEIN, Z., MORRISON, N., (1972)**, Prediction of Foundation Deformations in Edmonton Using In Situ Pressure Probe, Canadian Geotechnical Journal, vol. 10 (Citados por ALCÂNTARA, 1992).
- DINIZ, A. A. e DEMARTINECOURT, J. P. (1985)**, O Pressiômetro de Pavimentação, Anais da 20^a RAPv, vol. 1., Fortaleza/CE, pp. 375-388.

- GHIONNA, V. (1981)**, Performance of Self-Boring Pressuremeter Test in Cohesive Deposits, Boston: MIT, Department of Civil Engineering.
- GIBBS, H.J. & HOLTZ, W.G. (1957)**, Research on Determining the Density of Sands Spoon Penetration Testing, Proc. 4th Int. Geotechnique, n. 1, p. 35 (citado por Mitchell e Gardner, 1975).
- HARTMAN, J. P. (1974)**, Finite Element Parametric Study of Vertical Strain Influence Factor and the Pressuremeter Test to Estimate the Settlement of Footings in Sand, Dissertação de Ph. D., University of Florida (Citado por ALCÂNTARA, 1992).
- HENDERSON, G., SMITH, P.D.K., St. JOHN, H. D. (1979)**, The Development of the Push-in Pressuremeter for Offshore Site Investigation, Proc. Conf. Offshore Site Invest., Society for Underwater Technology, London, p. 159-167 (Citado por CLARKE, 1995).
- HOULSBY, G. T., WITHERS, N. J., (1988)**, Analysis of the Cone Pressuremeter Test in Clays, Geotechnique, 38 (4), pp. 575-587 (Citado por CLARKE, 1995);
- HUGHES, J.M.O. & ROBERTSON, P. K. (1985)**, Full Displacement pressuremeter Testinng in Sand, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, N. 3, pp. 298-307;
- IBGE (1977)**, Geografia do Brasil, Região Nordeste, v. 92, Rio de Janeiro.
- JEZÉQUEL, J. F., LEMÉE, E., SAINTILAN, D. (1974)**, Exploitation de l'Éssai Pressiométrique Normal par Méthode Numérique, Bulletin de Liaison des Laboiratoires des Ponts et Chaussées, n. 69, p. 105-114.
- JEZÉQUEL, J. F. (1982)**, The Self Boring Pressuremeter, Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl., Paris, p.209-222.
- KULHAWY, F.H. & MAYNE, F.W. (1990)**, Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Research Project 1493-6, Cornell' University, New York;

- LAIER, J. E., SCHMERTMANN, H. (1975)**, Effect of Pressuremeter Length in Dry Sand, Proc. of Conference on in s Measurement of Soil Properties, v.02, pp 241-259, Raleigh, Norte Caroline.
- LAMÉ, G. (1952)**, Leçons Sur la Théorie Mathématique L'élasticité des Corps Solides, Bachelier, Paris, France (Citado por CLARKE, 1995).
- LEGIER, A. (1982)**, The Wire Line Expansometer, Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl., Paris, 263-274 (Citado por CLARKE, 1995).
- LEICHNER, W. (1966)**, Die Bautechnische Baugrundbeurteilung Mittels Horizontaler Belastungsversuche in Bohrloch Nach dem Kogler - Verfahren (Citado por BAGUELIN et alii, 1978).
- LIVINEH, M., GELLERT, M., UZAN, J. (1971)**, Determination of the Elastic Modulus of the Soil by Pressuremeter Test - Theoretical Background, Journal of Materials, JMLSA, v. 06, n..02.
- LUCENA, F. B., BEZERRA, S. P. & COSTA, J. D., (1988)**, Estudo da Aplicação do Pressiômetro de Briaud na Pavimentação, Anais da XXIII RAPv, Florianópolis, pp. 117-134.
- LUNNE, T., LACASSE, S. & RAD, N.S. (1989)**, SPT, CPT, Pressuremeter Testing of Soils, Proc. of XII ICSMFE, Vol. IV, Rio de Janeiro, General Report, Session 2, pp. 2419-2420.
- MAIR, R. J., WOOD, D. M. (1987)**, Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation, London, Butterworths/CÍRIA.
- MANTARAS, F. M. (1995)**, Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos não Saturados, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.

- MEHTA, B. G., (1989)**, Evaluation of Subsoil Properties by Pressuremeter Test, XII CSMFE, vol. I, Rio de Janeiro, pp. 295.
- MÉNARD, L. (1975)**, The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application test of Pressuremeter test results to foundation design, Soils Soils, N° 26..
- MÉNARD PRESSUREMETER (1994)**, Manual of Instruções APAGEO/SEGELM
- MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, (1972)**, Levantamento Exploratório-Reconhecimento de Solos no Estado da Paraíba, Bol. 15, n. 08., Rio de Janeiro.
- MORI, H., TAJIMA, S. (1964)**, The Application of the Pressuremeter Method to the Design of Deep Foundation, Soil and Foundations, Tokyo, v.4, n.2, p 34-44.
- NAKAHARA, S.M. (1995a)**, Determinação de Propriedades de um Solo não Saturado Através de Ensaios Pressiométricos e de Laboratório, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- NAKAHARA, S. M. (1995b)**, Caracterização de um Solo não Saturado Através de Ensaios de Campo e Laboratório, 2ª GEO-JOVEM, PUC/RJ, pp. 82-93.
- NORME FRANÇAISE (1991)**, Essai Pressiométrique Ménard; NF P94-110, Paris.
- ORTIGÃO, J.A.R. e ALVES, L.S. (1994)**, Análise de Ensaios Pressiométricos na Argila Porosa de Brasília, X COBRAMSEF, Vol. II, Foz do Iguaçu.
- PALACIOS, (1977)**, The Theory and Measurement of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling, Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy, University of Flórida.
- PINTO, C. S. (1996)**, Propriedades dos Solos In: Fundações Teoria e Prática, Ed. PINI, São Paulo.

- QUARESMA, A.R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., SOARES DE ALMEIDA, M.S., DANZIGER, F. (1996)**, Investigações Geotécnicas, Pressiômetros, Fundações Teoria e Prática, ABMS/ABEF, Ed. PINI, pp. 129-130.
- SANTANA, J.M., LUCENA, F.B. e BRASILEIRO, F.E. (1995)**, Avaliação das características de Resistência no Subleito Através de Ensaios “in situ”, 29º RAPV., Vol. I, Cuiabá; pp. 273-301
- SANDRONI, S. S. e BRANDT, J.R.T. (1981)**, Ensaio Pressiométrico em Solos Residuais Gnaissicos Jovens; AT 23/81, PUC - RJ.
- SCHMERTMANN, J. H. (1978)**, Statics of SPT, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, PP 655-670.
- SCHMERTMANN, J. H., PALACIOS, (1979)**, Statics of SPT, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, PP 655-670.
- SCHNAID, F. e ROCHA FILHO, P. (1994)**, Experiência de Aplicação do Ensaio Pressiométrico em Solos Estruturados Parcialmente Saturados, X COBRAMSEF, Vol. II, Foz do Iguaçu.
- SCHNAID, F. (1994)**, Relating Cone and Pressuremeter Tests to Access Properties and Stresses in Sand, XIII ICSMFE, Índia, vol. 1, p. 121-124.
- SHIELDS, D. H., BAUER, G. E.,** Determination of the Modulus of Deformation of a Sensitive Clay Using Laboratory and In Situ Test, ASCE, North Carolina.
- SKEMPTON, A. W. (1986)**, Standard Penetration Test Procedure and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, ageing and Overconsolation, Geotechnique 36, pp 425-447.
- SOARES, M. M., (1987)**, O Uso de Ensaio de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos, Anais do SGST, v. 01, pp 229-266, Brasília.
- SULLY, J. P. (1994)**, Use of Full-displacement Penetration Tests to Determine in Situ Lateral Stress, XIII ICSMFE, VOL. 1, pp. 139-142, Índia.

- TAVENAS, F. et al. (1974)**, Difficulties in the Determination of K_0 in Soft Sensitive Clay, Speciality Conference on In Situ Measurement of the Soil Properties, Raleigh, North Carolina, ASCE, v. 1, p 450-476.
- TIMOSHENKO, S. P., GOODIER, J.N. (1989)**, Teoria da Elasticidade, Terceira edição, Editora McGraw-Hill.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1967)**, Soils Mechanics in Engineering Practice, Segunda edição, John Wiley, New York.
- TOLEDO FILHO, R. D., (1991)**, Utilização de Ensaio Pressiométricos para Determinação das Propriedades dos Solos e sua Aplicação em Projetos de Fundações de Obras Rurais.
- TUNNE, T. et alli (1989)**, General Report/ Discussion Session 2: SPT, CPT, Pressuremeter Testing and recent developments in situ Testing, XII ICSMFE, vol. IV, pp. 2419-2420.
- UTO, K., FUYUKI, H. (1985)**, Dynamic Bearing Capacity, Wave Theory and Driving Control Penetrability and Drivability of Piles, Proc. T. C. on Penetrability and Drivability of Piles, v.1,p. 201-204
- VAN WANBEKE, A., D'HENRICOURT, J. (1971)**, Courbes Oressiométriques Inverse Méthode d'Interpretation de l'Essai Pressiométrique, Bruxelles, Royal Military School Publication.
- VIEIRA FILHO, J. O. e LUCENA, F. B. (1995)**, A utilização do Pressiômetro como Alternativa para Determinação do CBR "in situ" e do Coeficiente de Recalque, 29º RAPv., vol. I, Cuiabá, pp. 215-255.
- WANG, H., LAW, K.T. (1994)**, Interpretation of full displacement pressuremeter Test, XIII ICSMFE, vol. I, New Delhi, Índia, pp. 111-114.

WITHERS, N. J., SCHAAP, L. H., DALTON, C. P. (1986), The Development of a Full Displacement Pressuremeter, Proc. 2nd Symp. On Pressuremeter and Marine Application, pp. 38-56.

WROTH, C. P. (1984), The Interpretation of in Situ Soil Test, Geotechnique, London, v. 34, pp. 449-489.

YU, H. S., SCHNAID, F., COLLINS, I. F. (1996), Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 122, N° 08, pp. 623-632.

APÊNDICE

CURVAS PRESSIOMÉTRICAS CORRIGIDAS

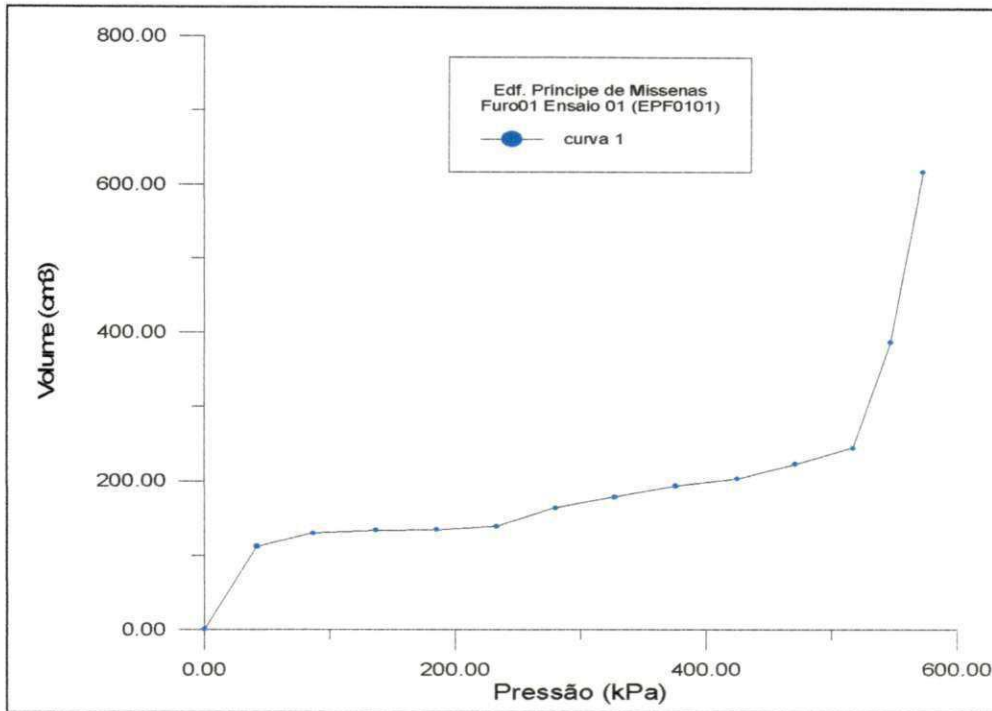


Figura A-1 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF1 - Profundidade 1,0 metro.

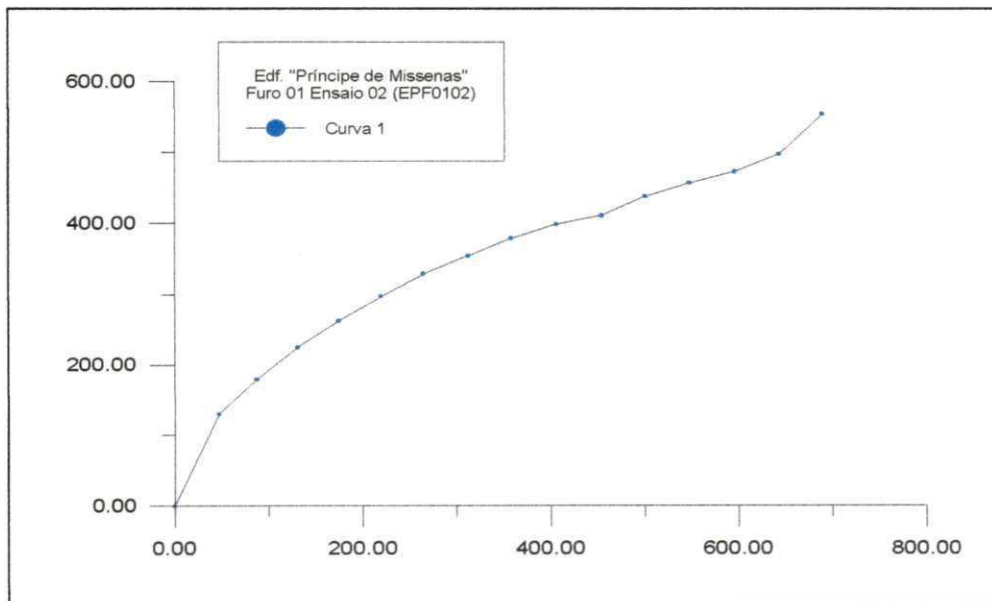


Figura A-2 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas", Furo EPF1 - Profundidade 2,0 metros.

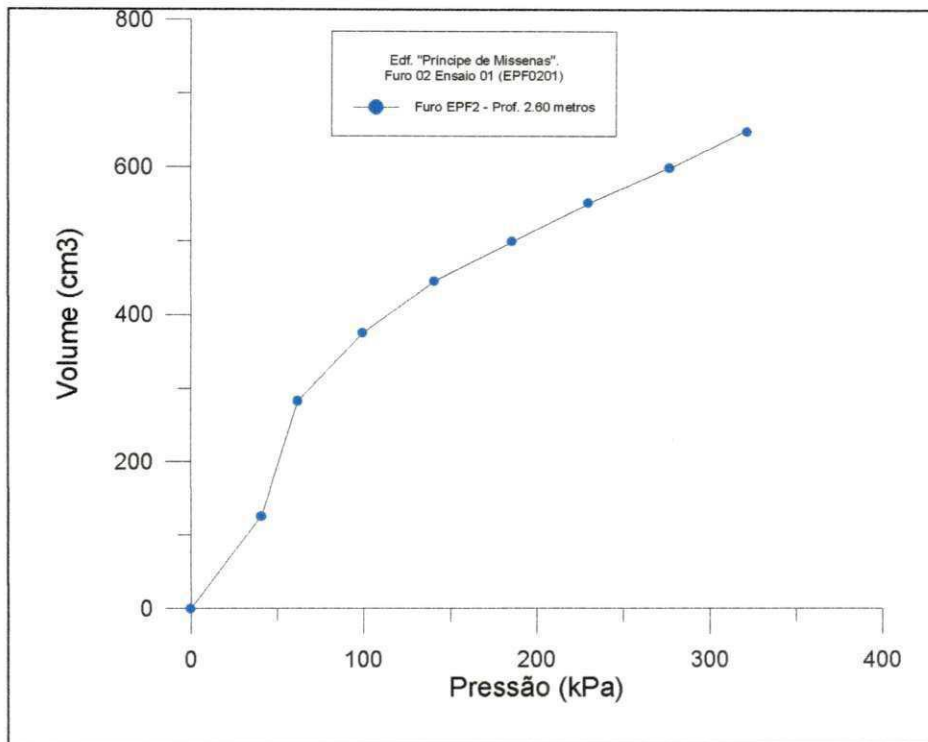


Figura A-3 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.

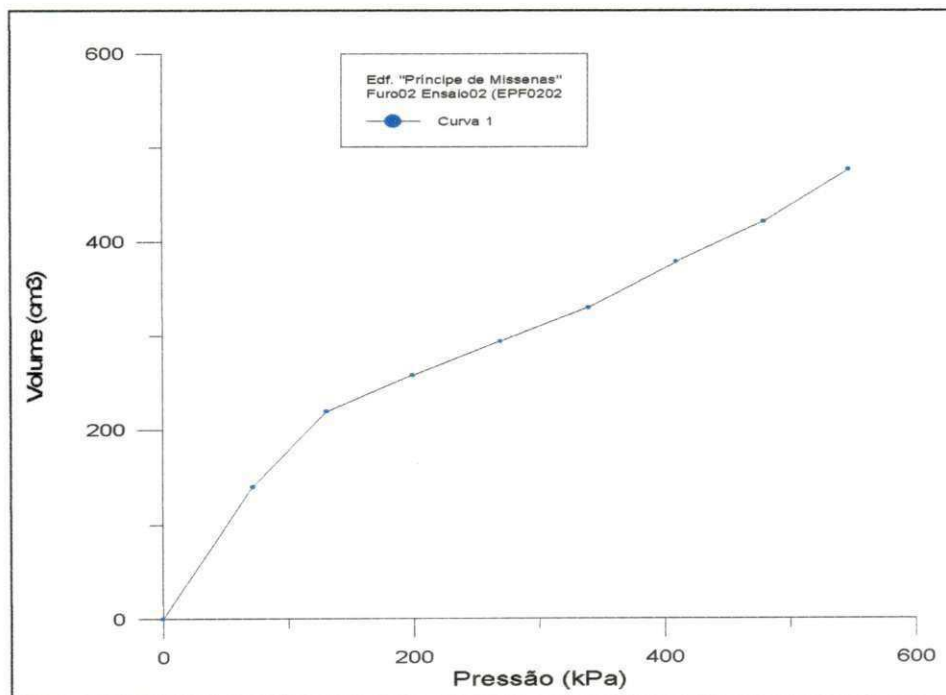


Figura A-4 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.

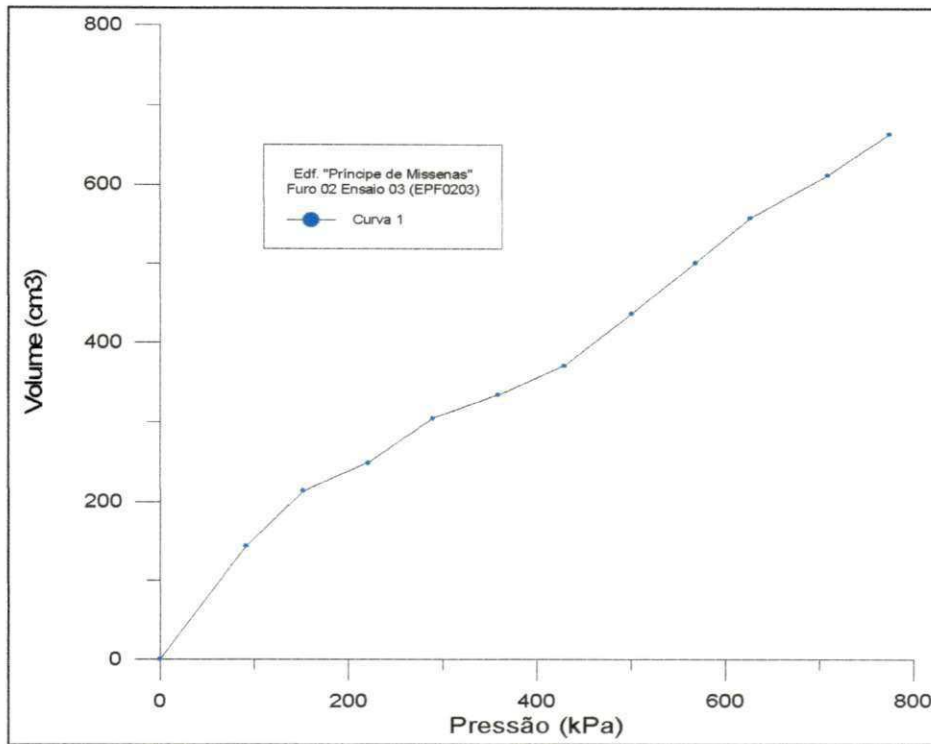


Figura A-5 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.

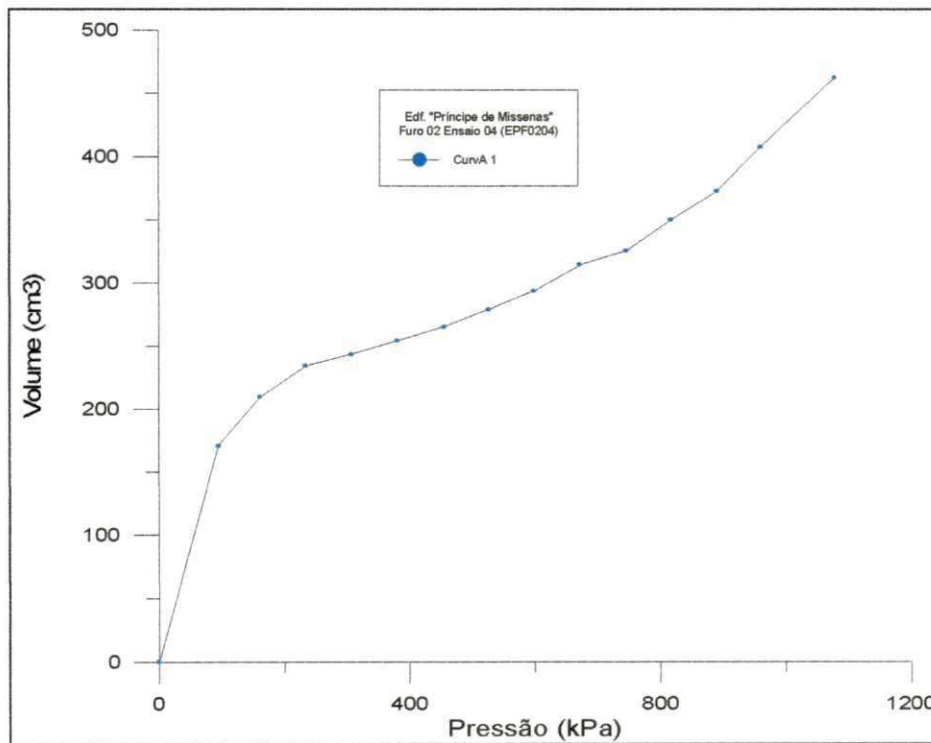


Figura A-6 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Príncipe de Missenas",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

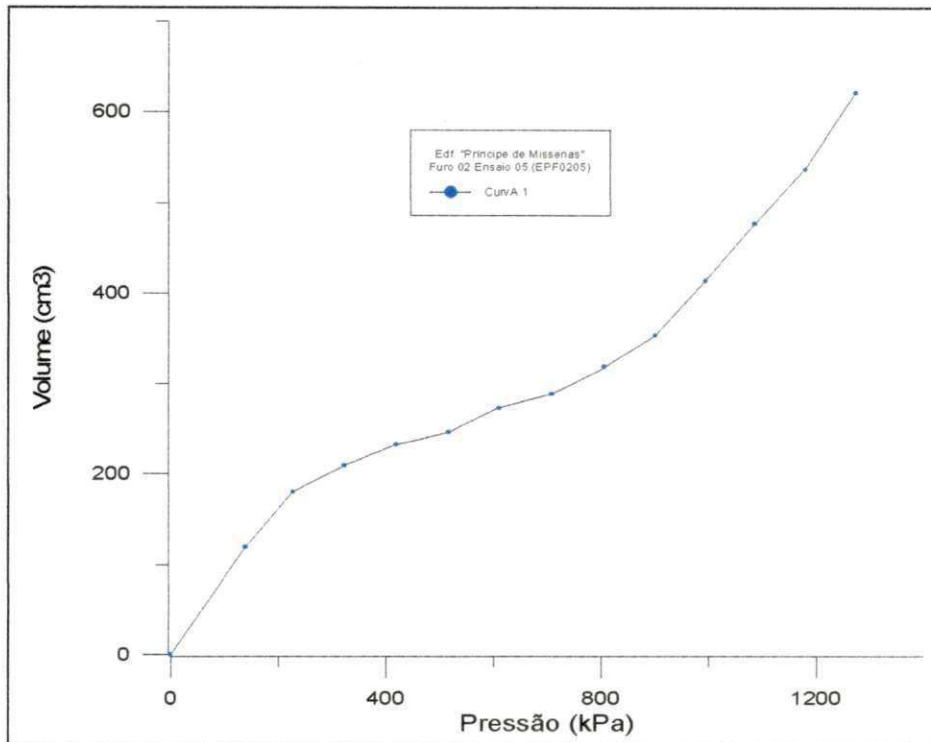


Figura A-7 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

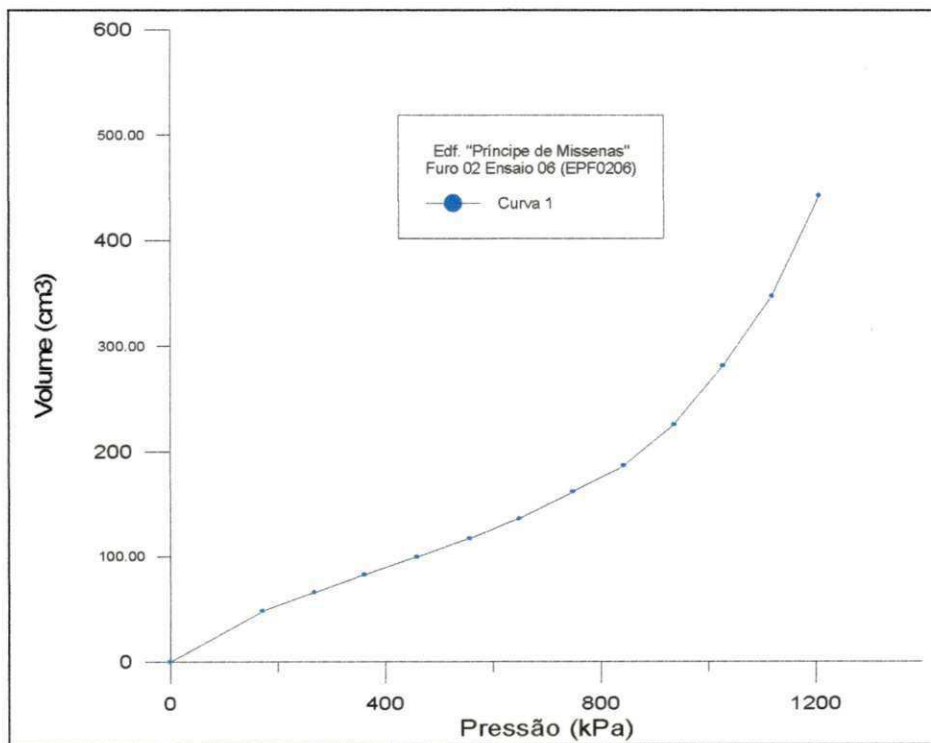


Figura A-8 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.

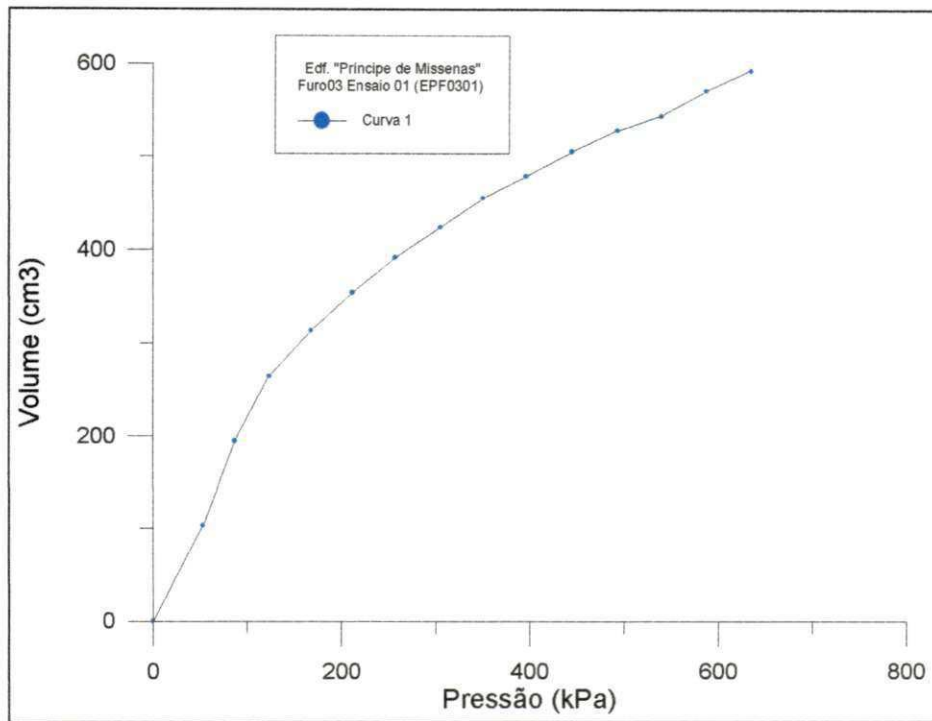


Figura A-9 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 2,60 metros.

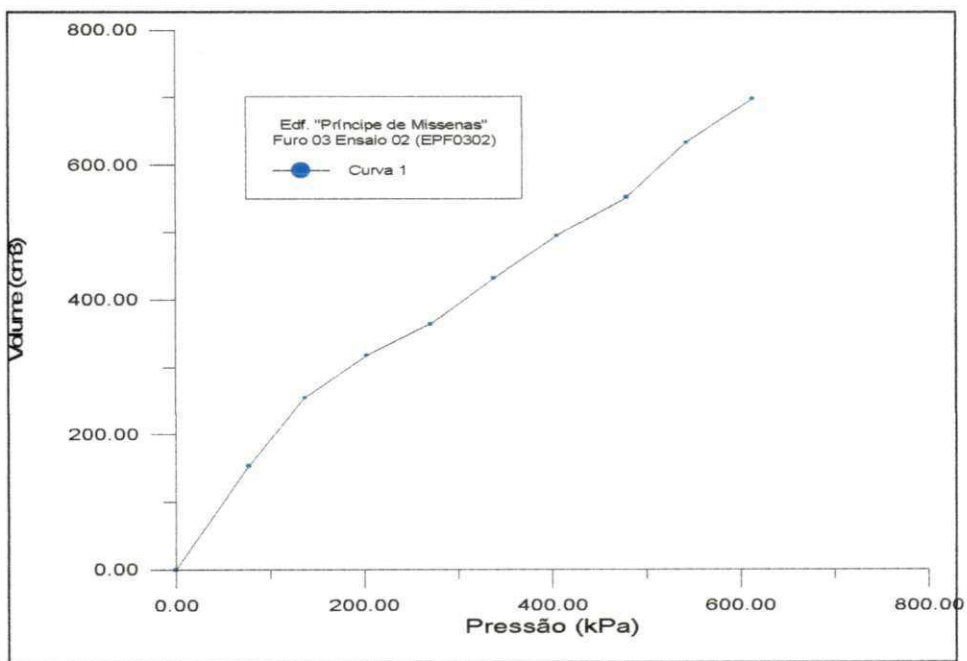


Figura A-10 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 3,60 metros.

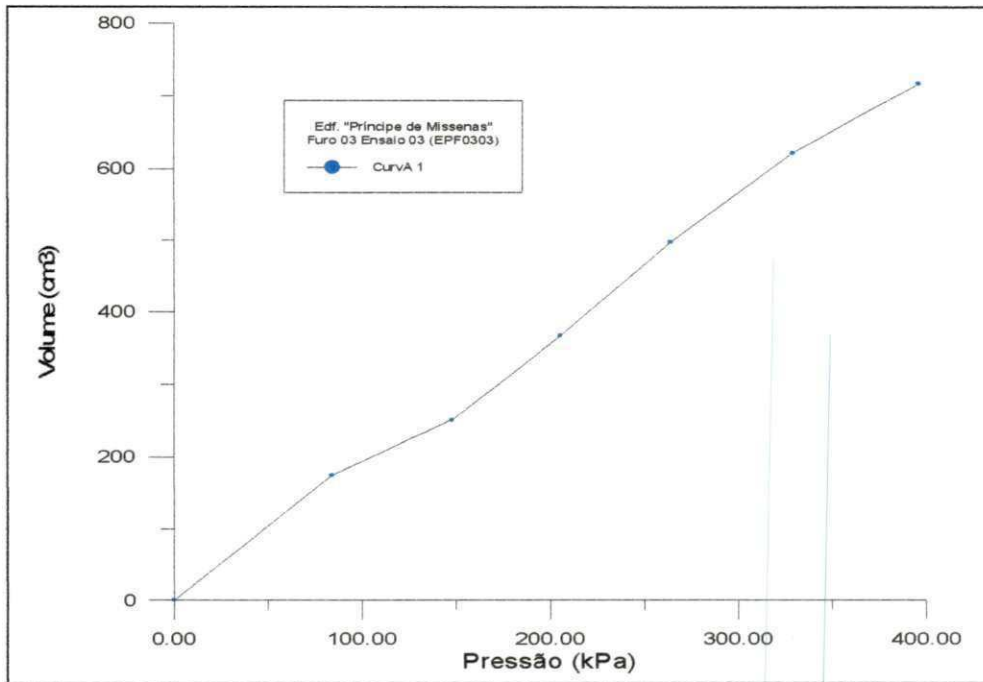


Figura A-11 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 4,60 metros.

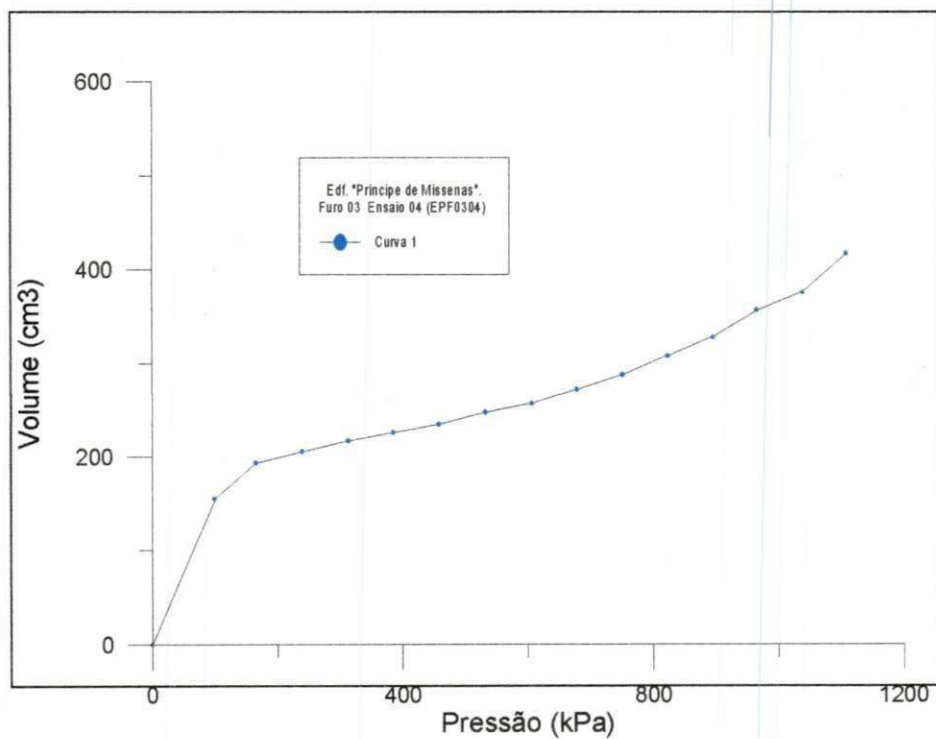


Figura A-12 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 5,60 metros.

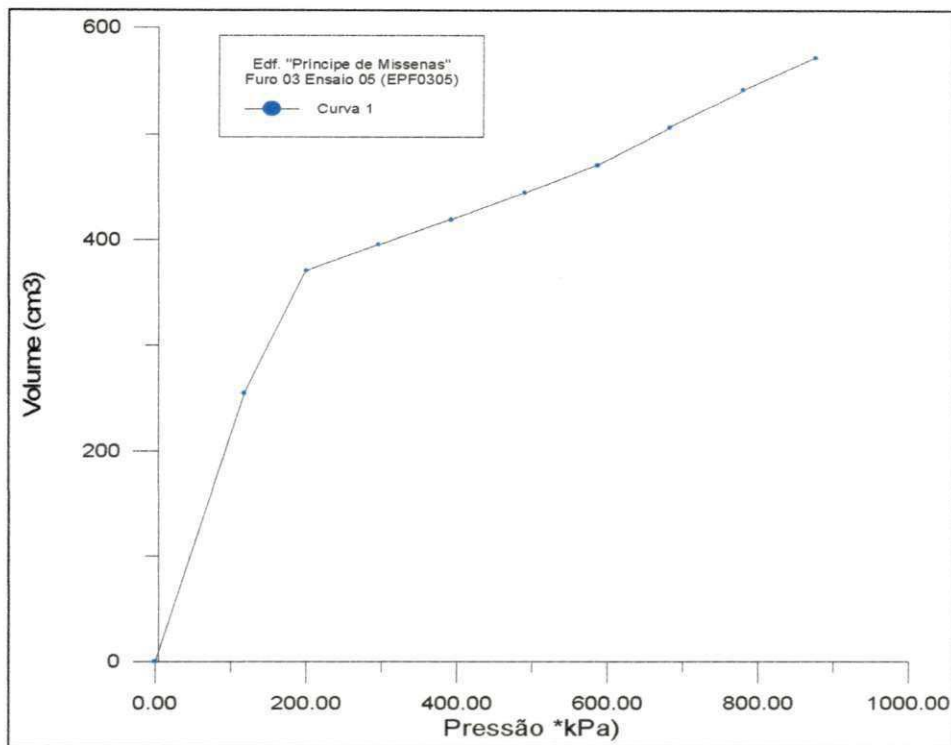


Figura A-13 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 6,60 metros.

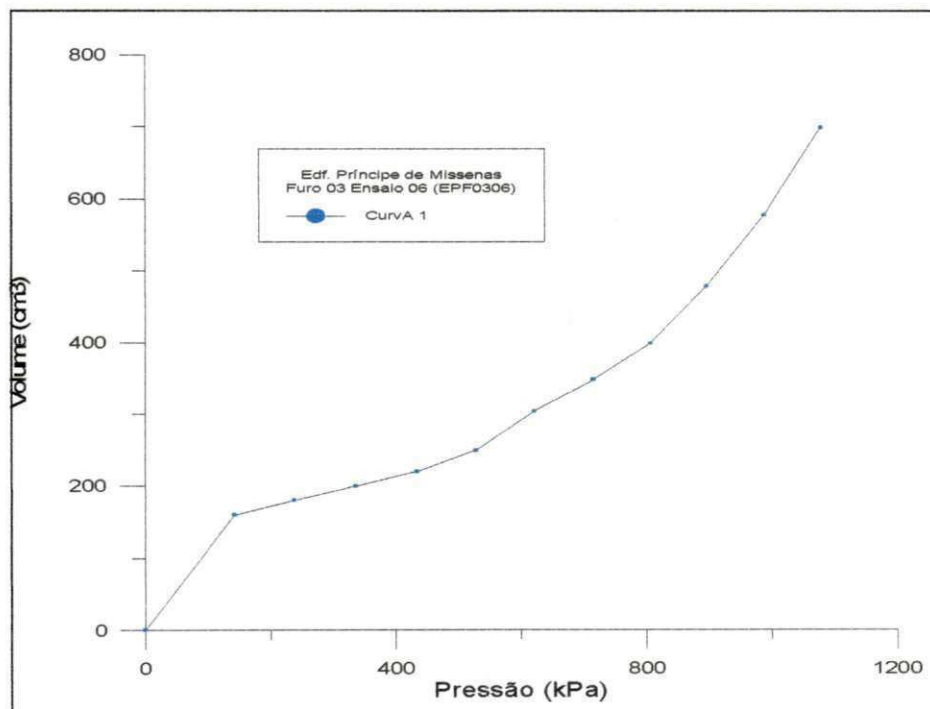


Figura A-14 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Príncipe de Missenas", Furo EPF3 - Profundidade 7,60 metros.

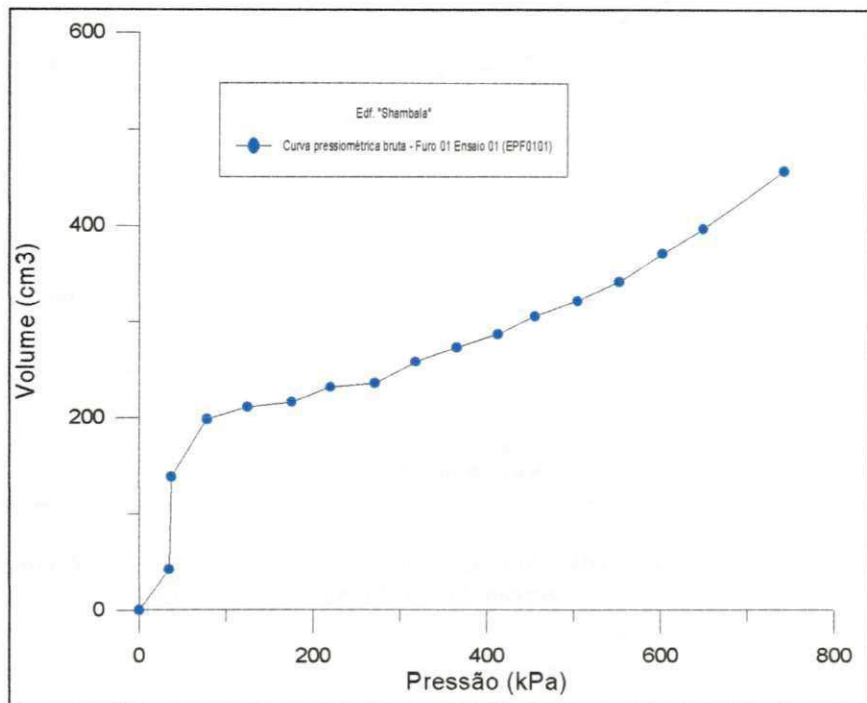


Figura A-15 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
 Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

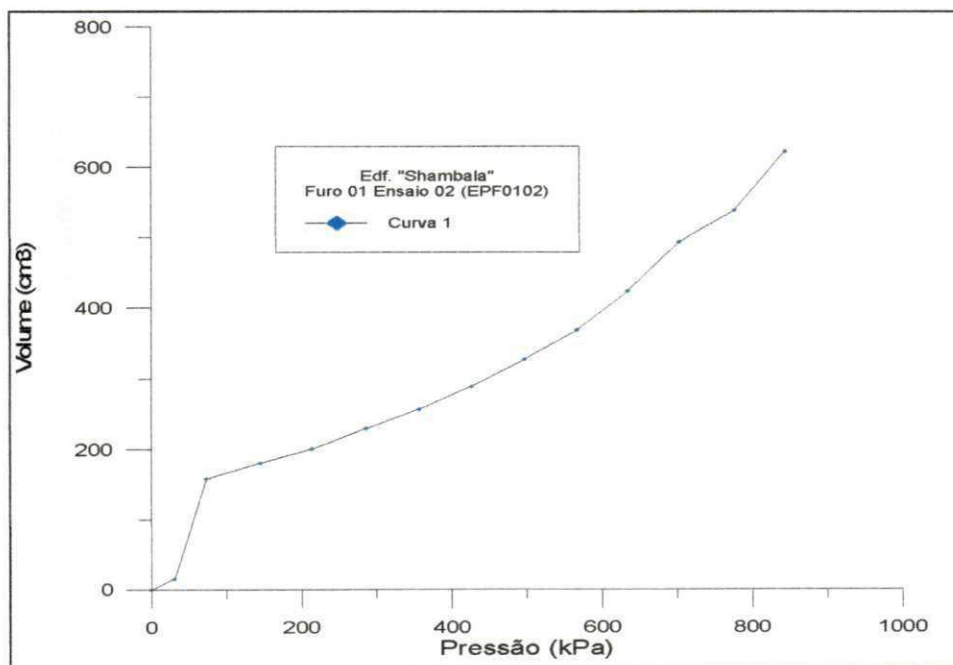


Figura A-16 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
 Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

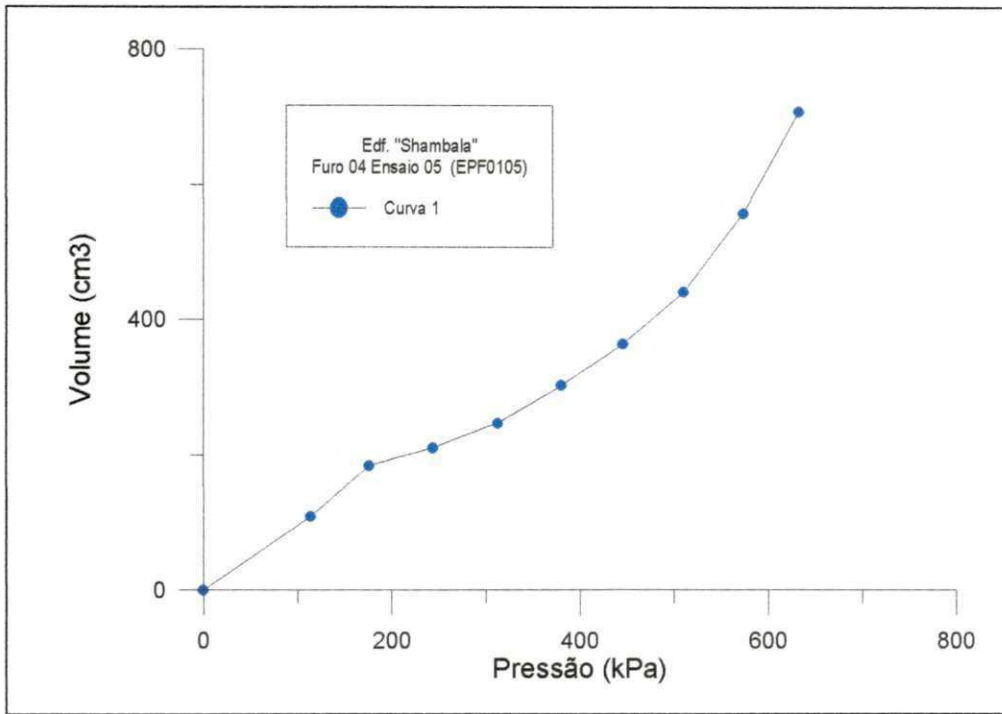


Figura A-19 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala", Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.

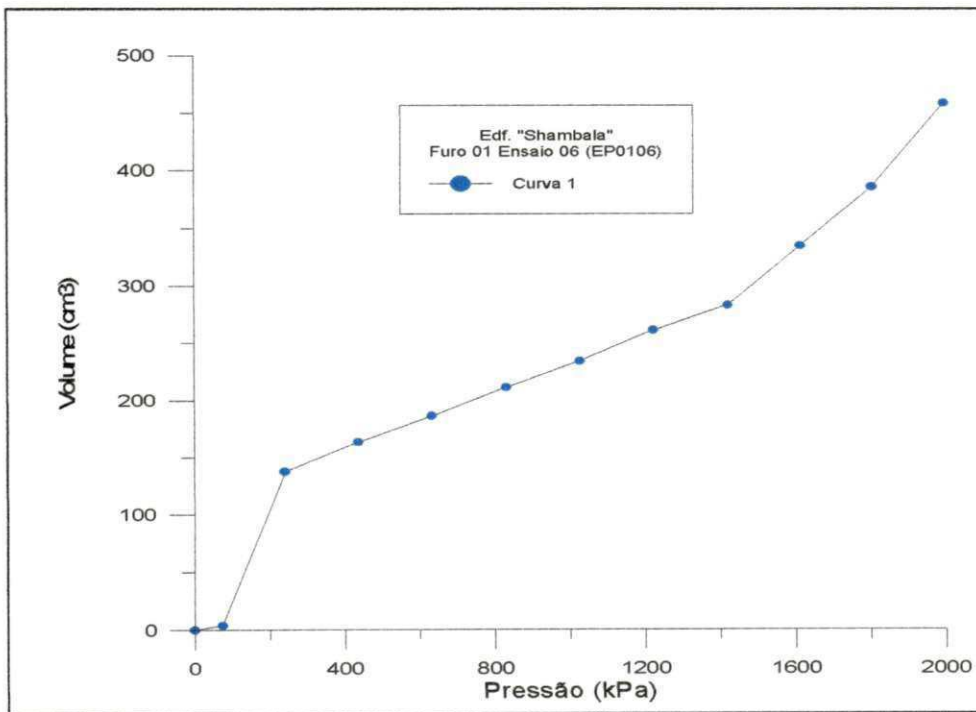


Figura A-20 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala", Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.

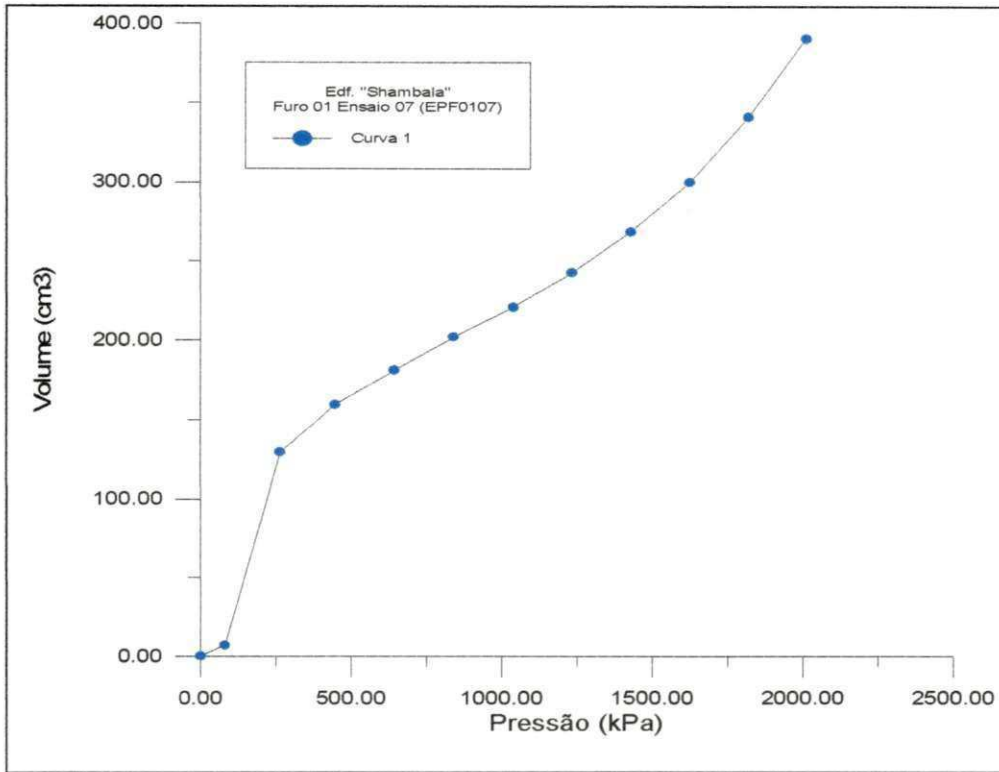


Figura A-21 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 7,60 metros.

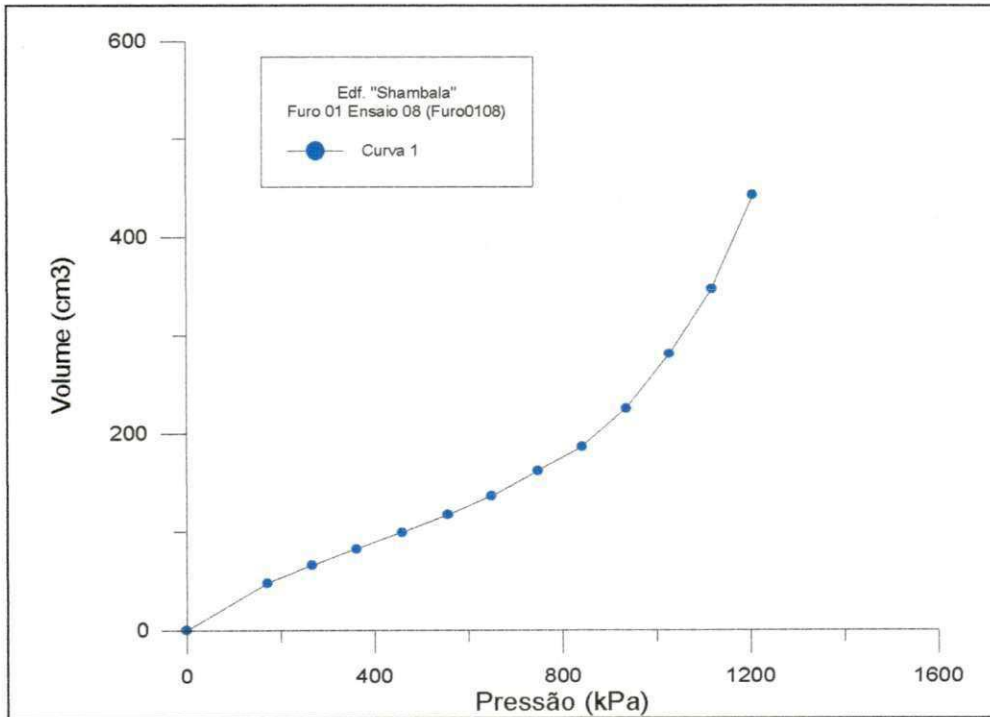


Figura A-22 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF1 - Profundidade 8,60 metros.

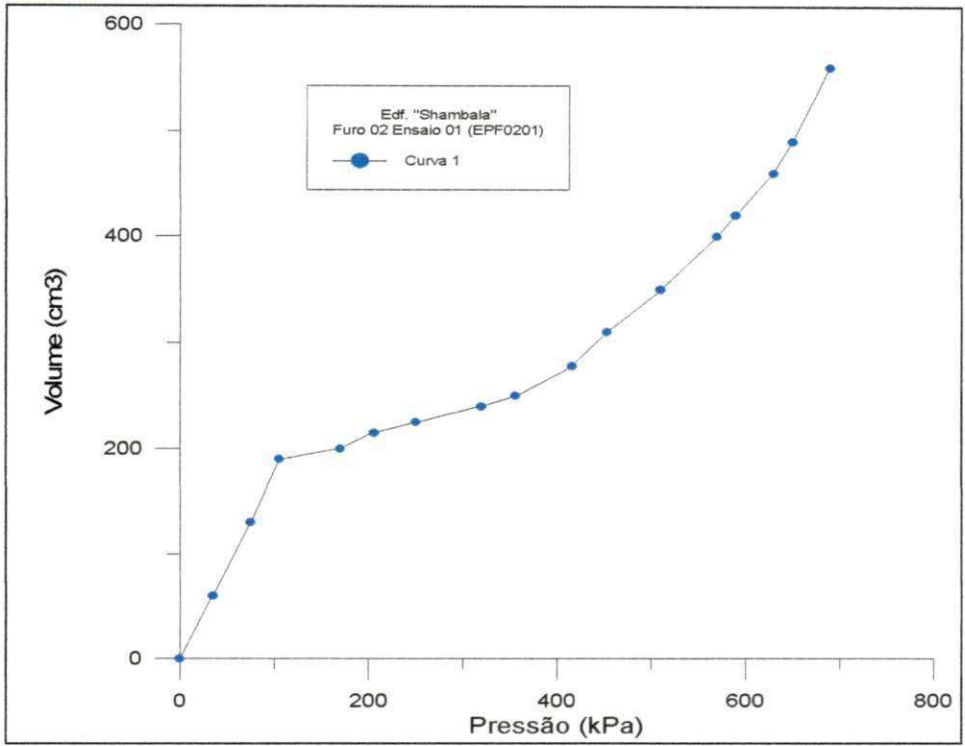


Figura A-23 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.

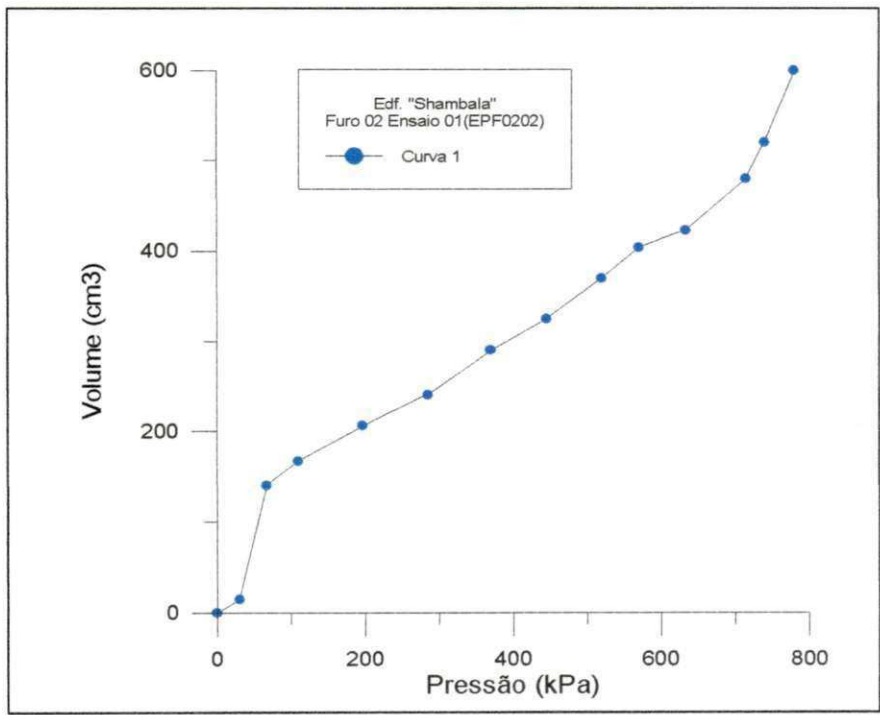


Figura A-24 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.

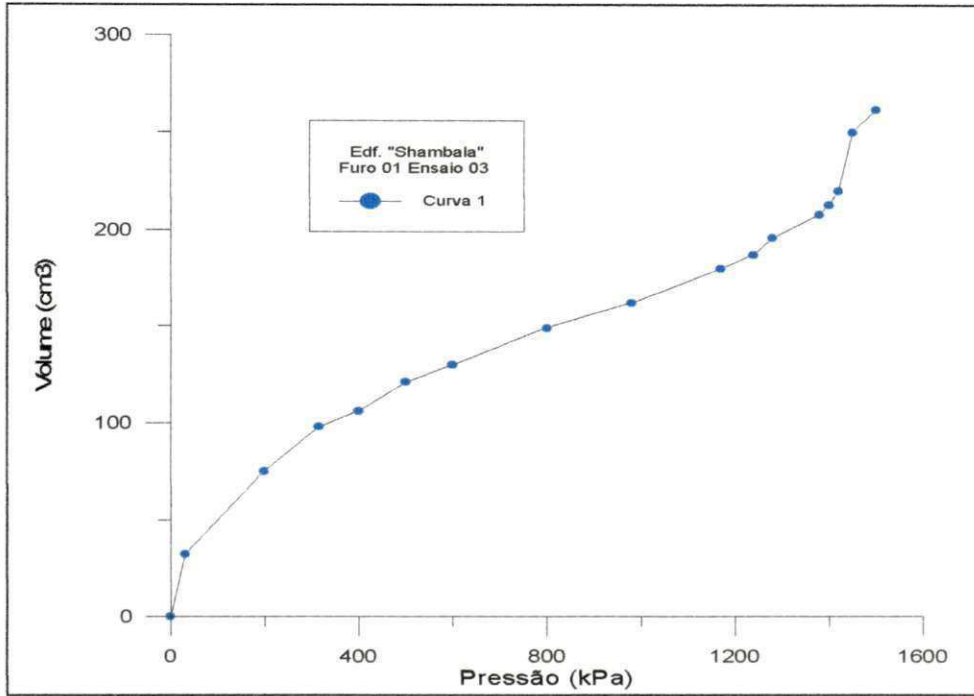


Figura A-25 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 3,60 metros.

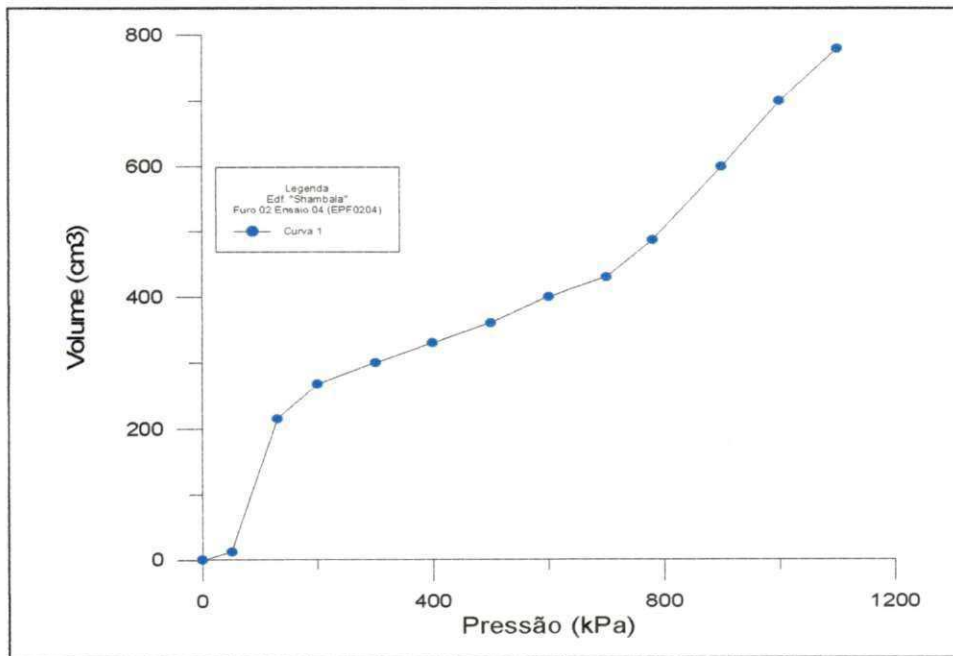


Figura A-26 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.

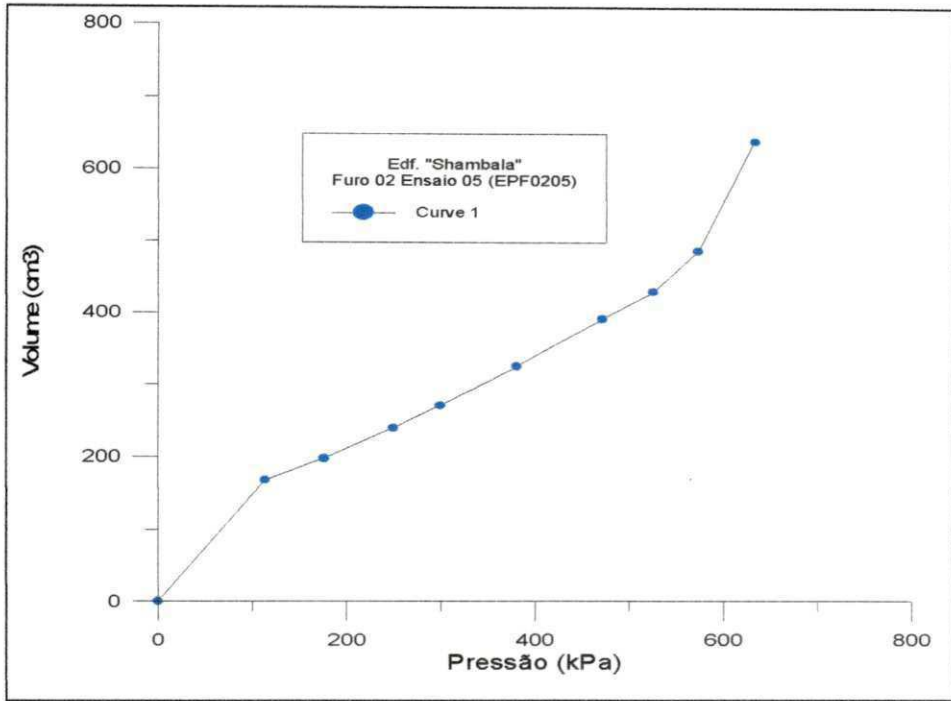


Figura A-27 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

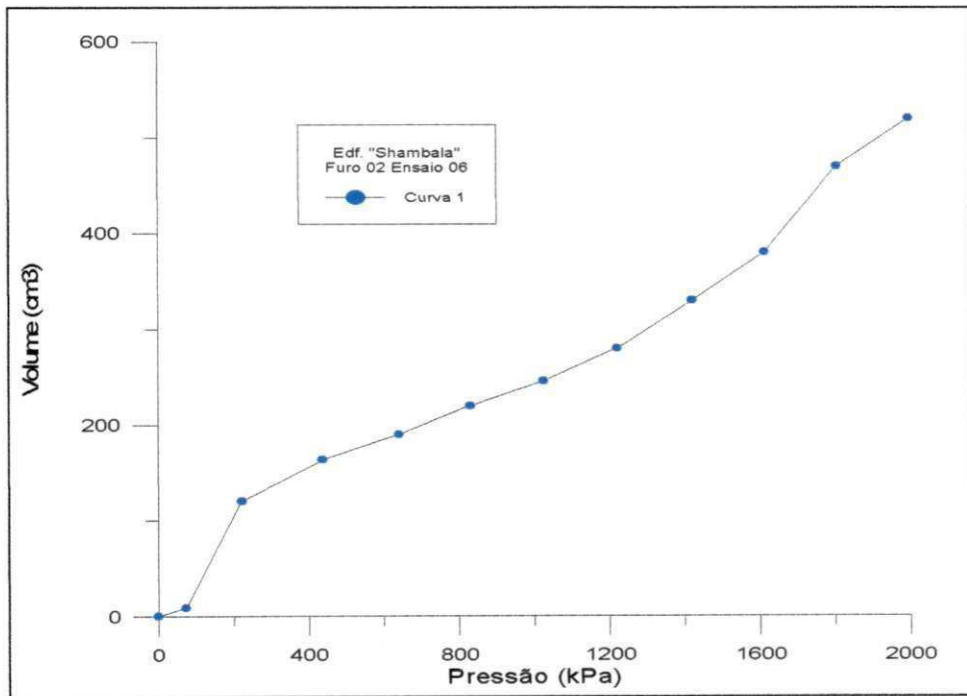


Figura A-28 - Curva piezométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

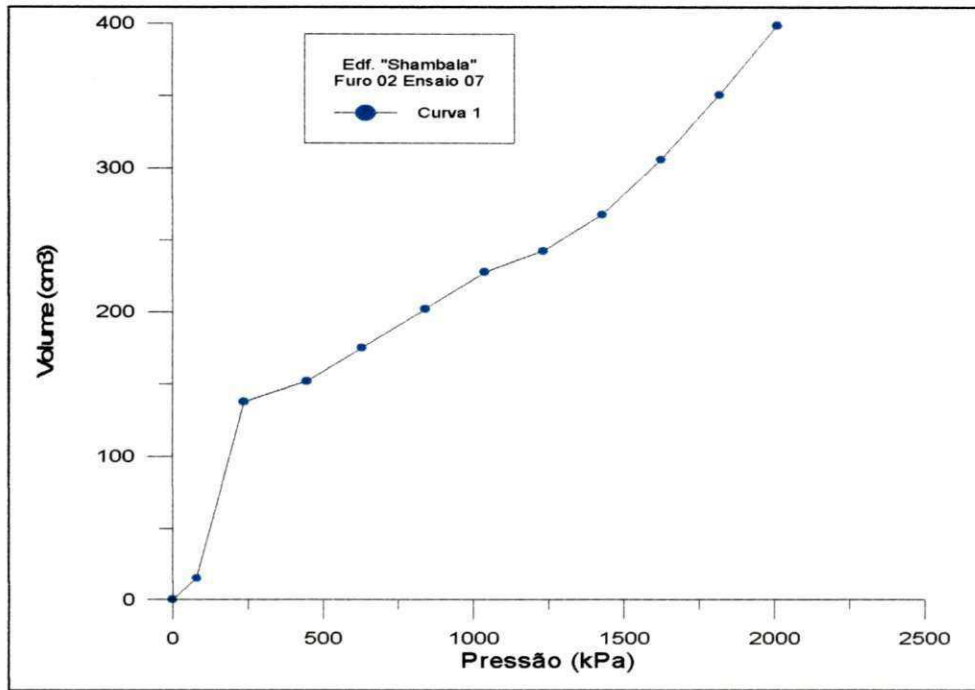


Figura A-29 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 7,60 metros.

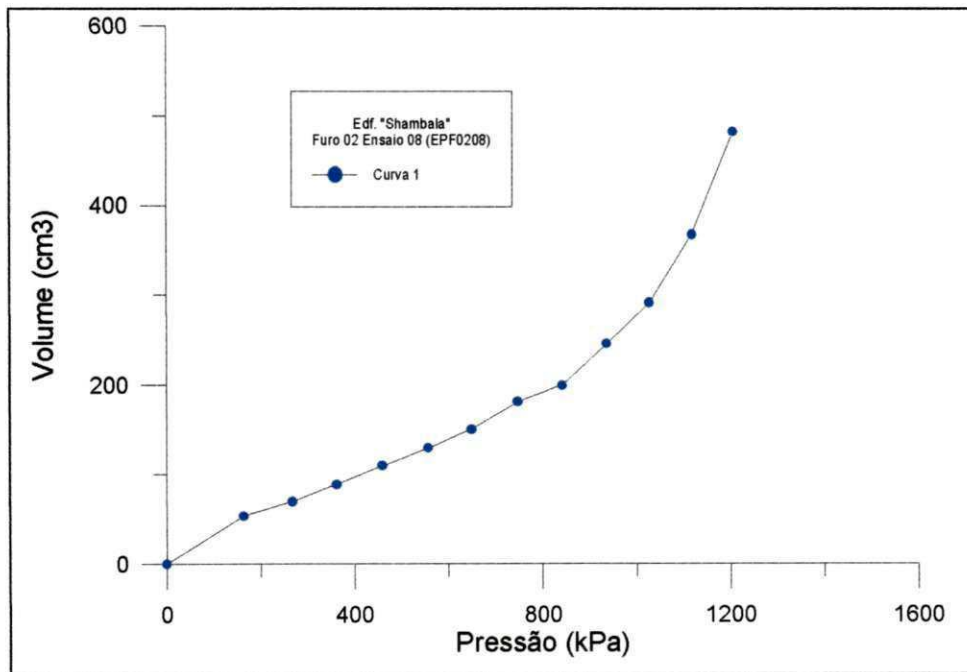


Figura A-30 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Shambala",
Furo EPF2 - Profundidade 8,60 metros.

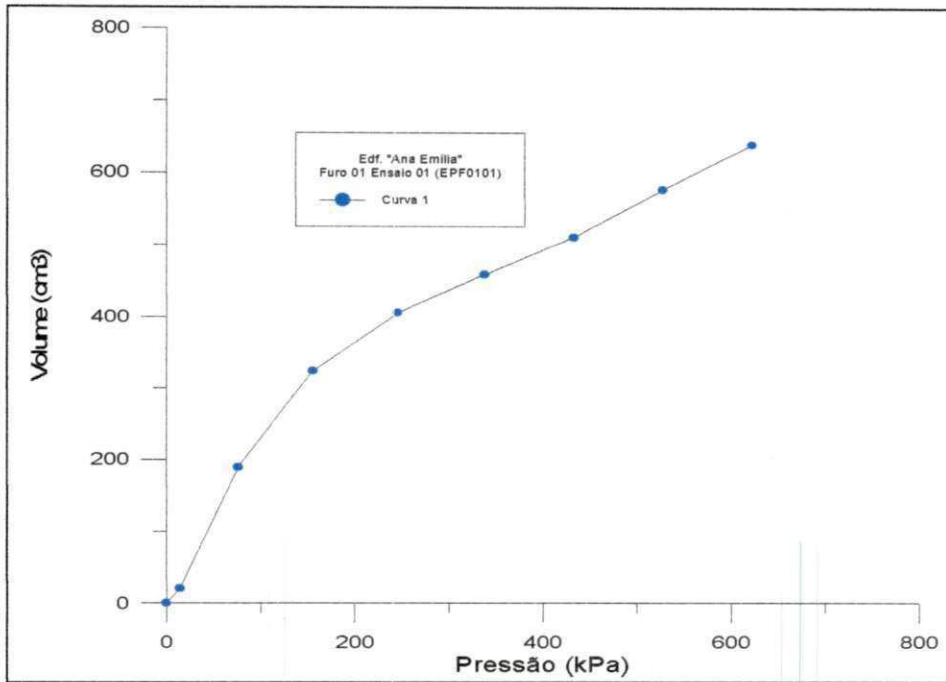


Figura A-31 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emilia", Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

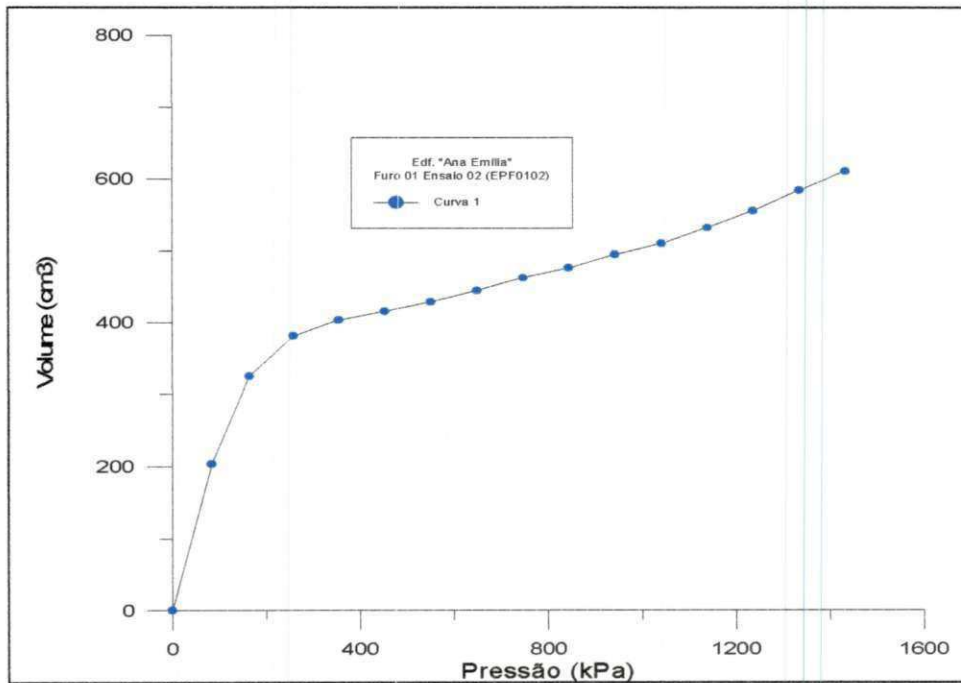


Figura A-32 - Curva pressiométrica corrigida - Edf. "Ana Emilia", Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

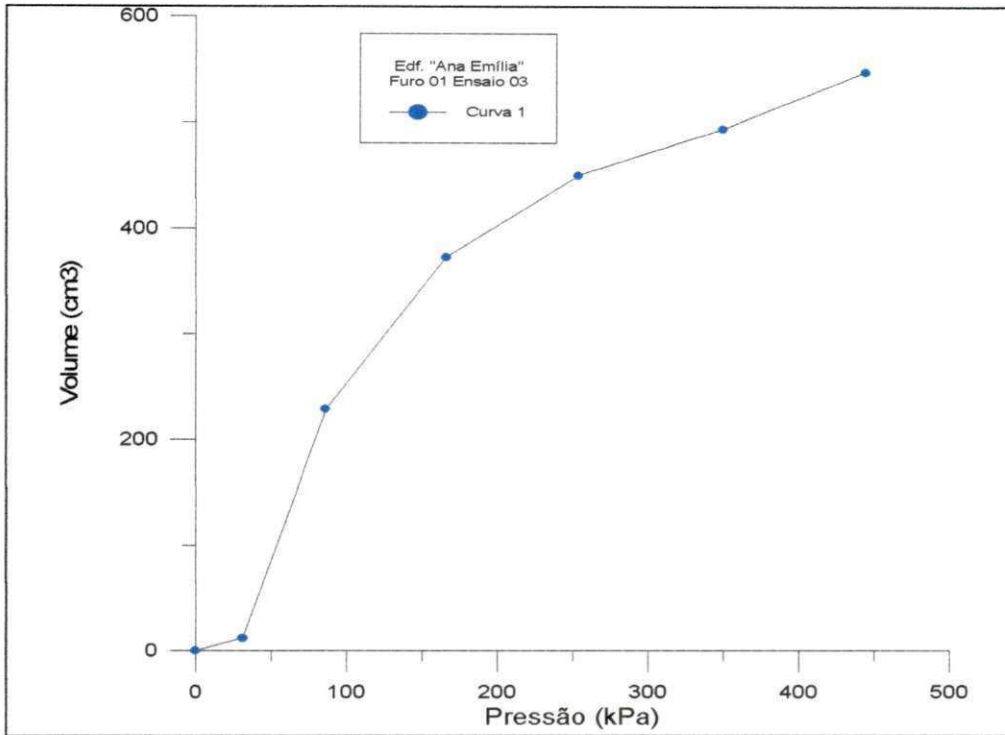


Figura A-33 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.

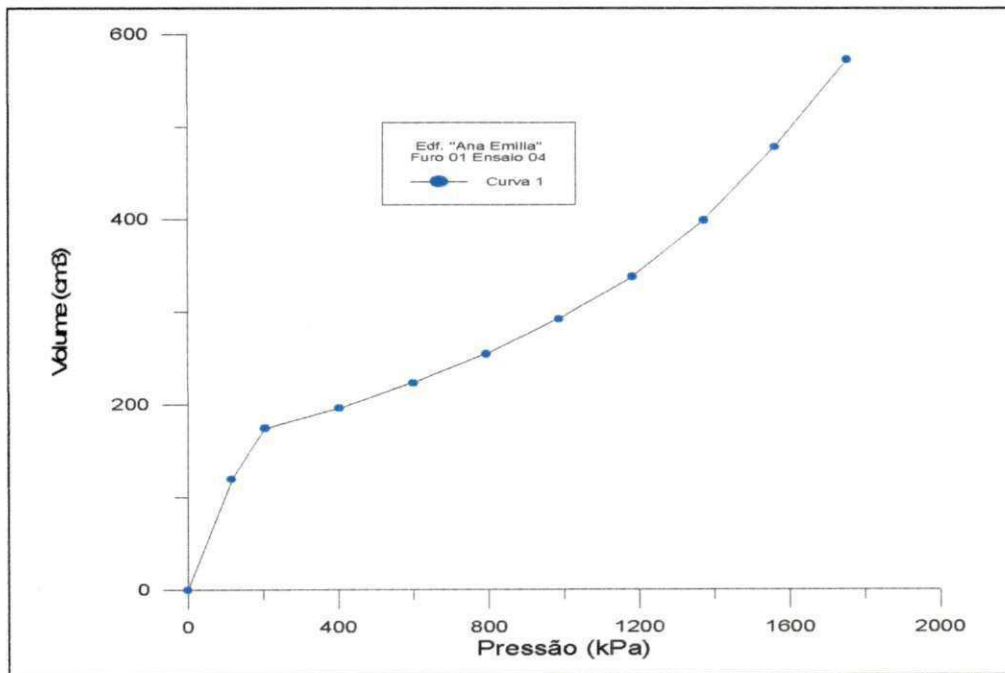


Figura A-34 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.

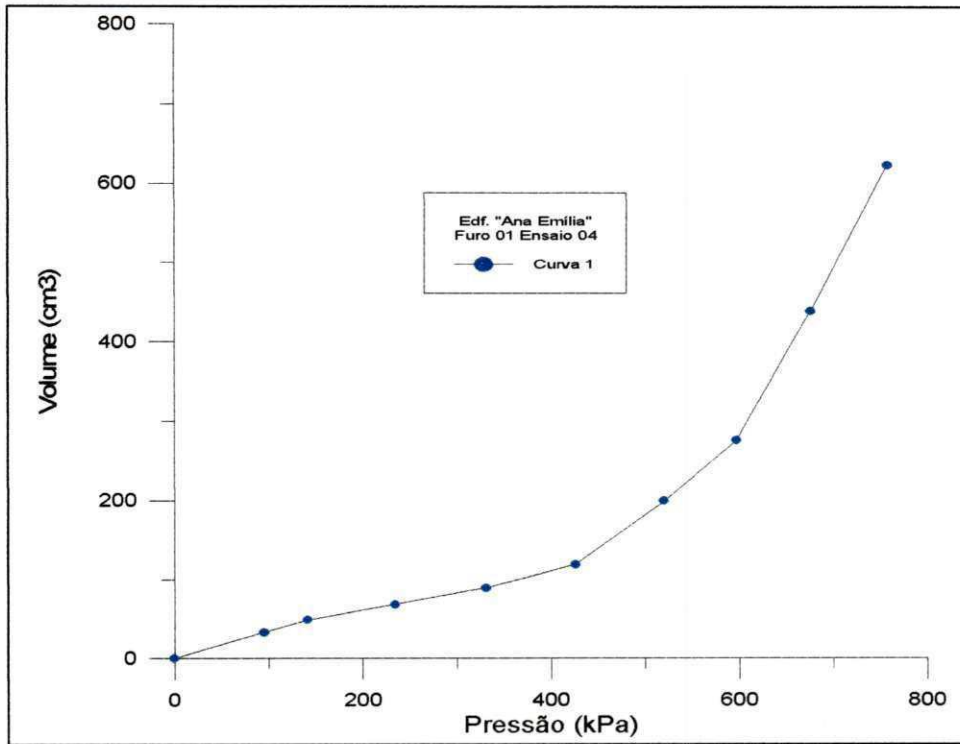


Figura A-35 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília", Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.

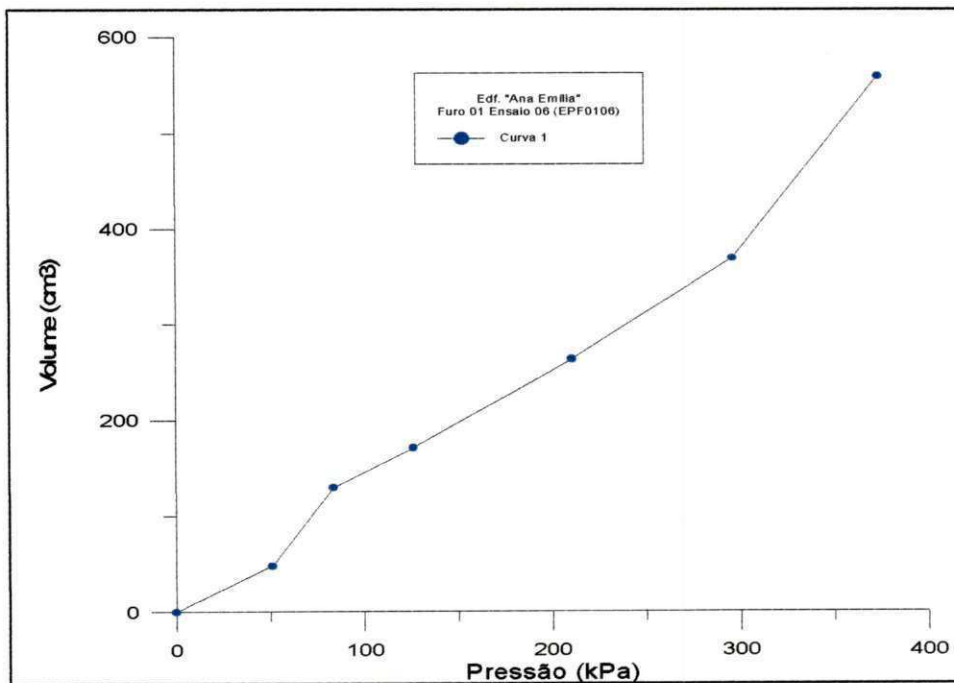


Figura A-36 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília", Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.

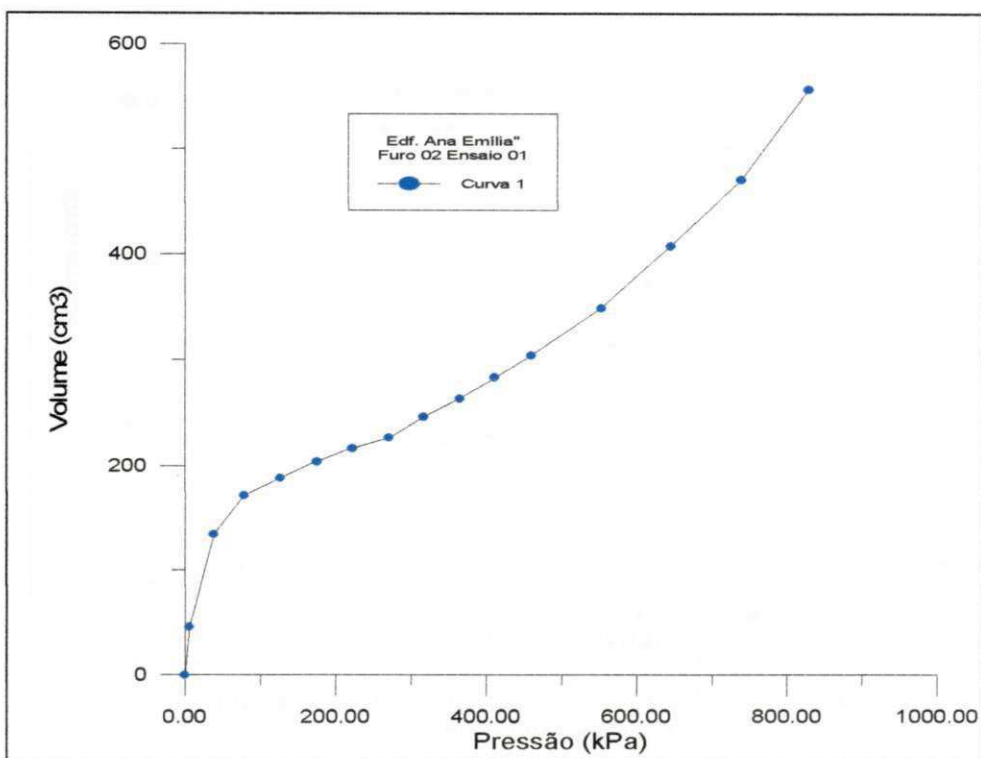


Figura A-37 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 1,60 metros.

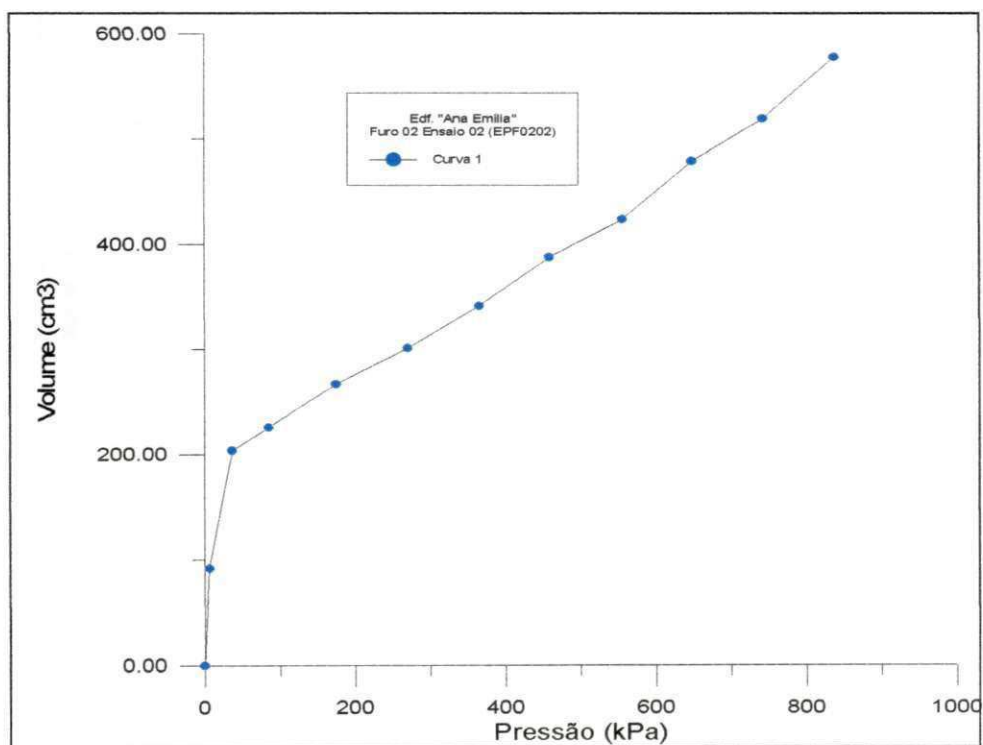


Figura A-38 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 2,60 metros.

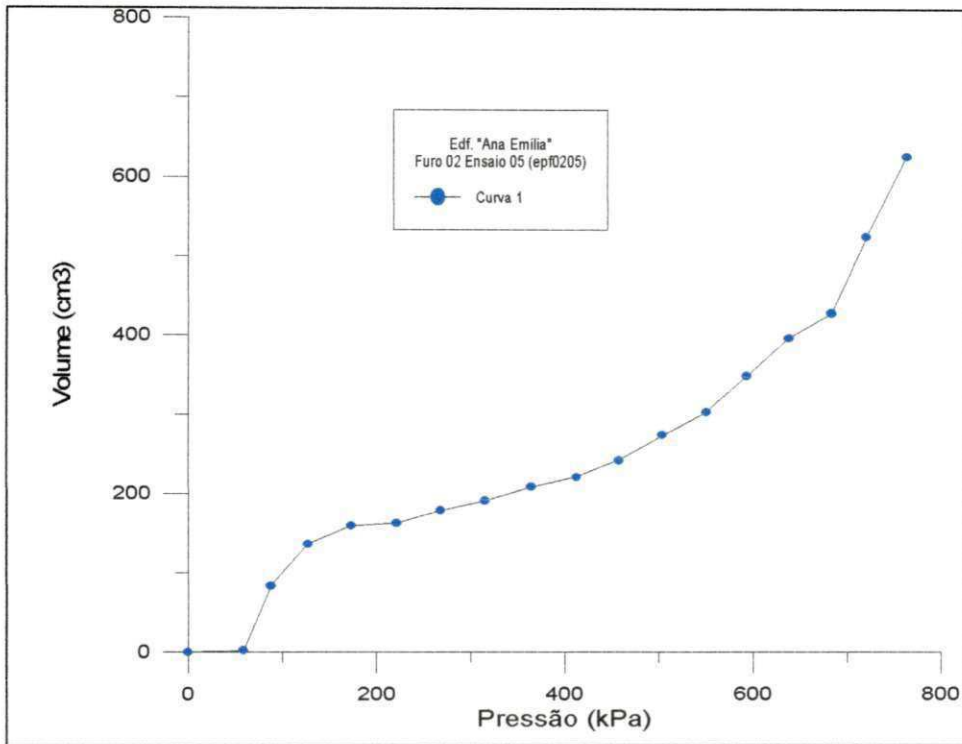


Figura A-41 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.

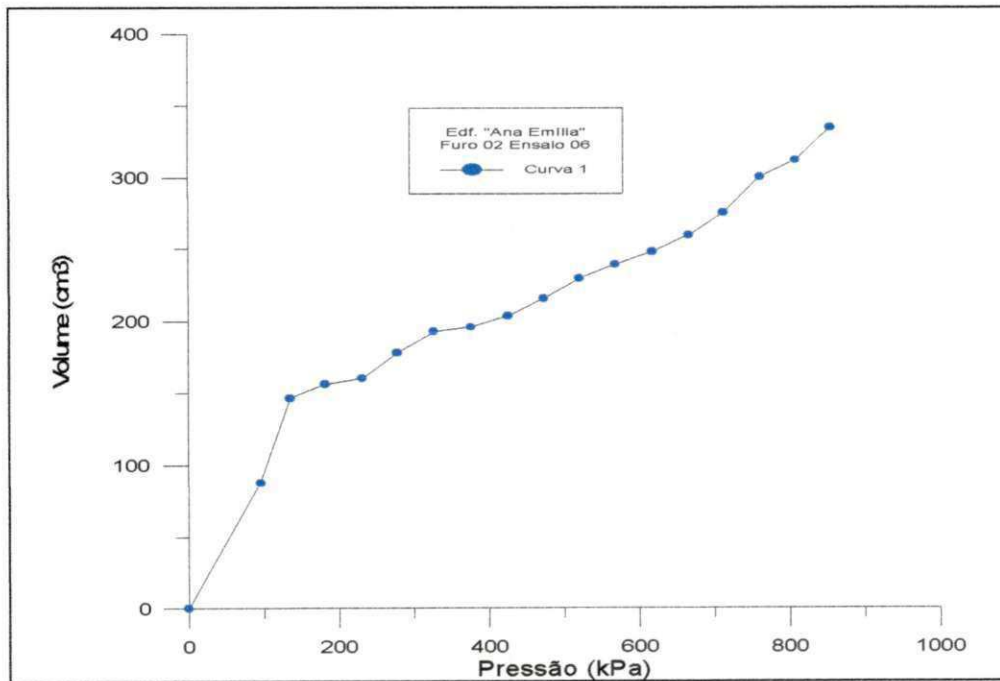


Figura A-42 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Ana Emília",
Furo EPF2 - Profundidade 6,60 metros.

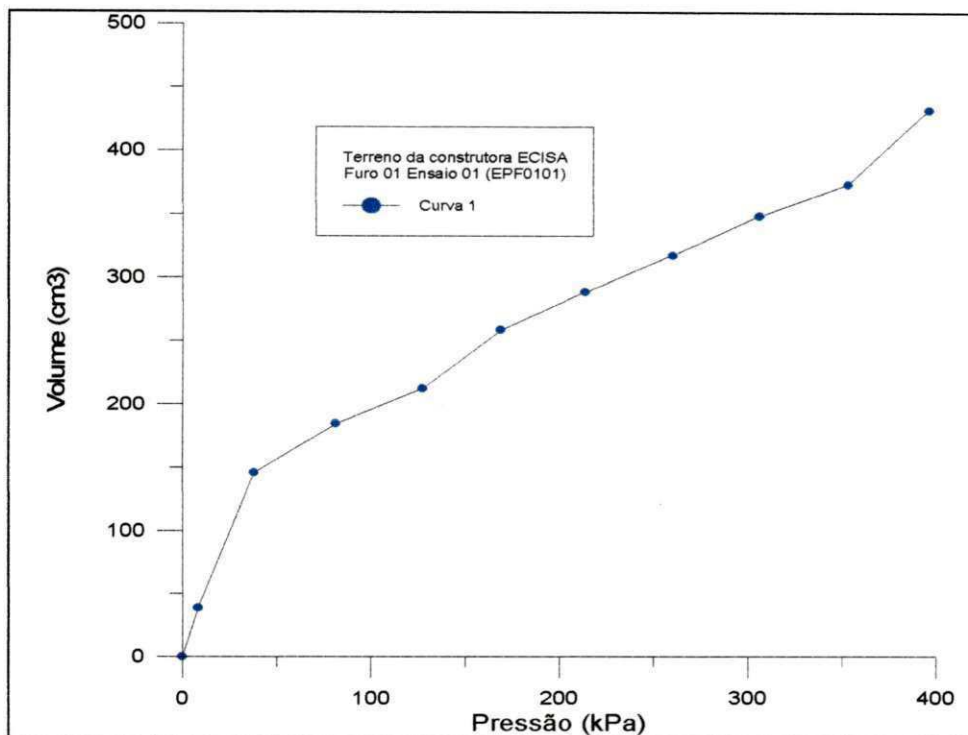


Figura A-43 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

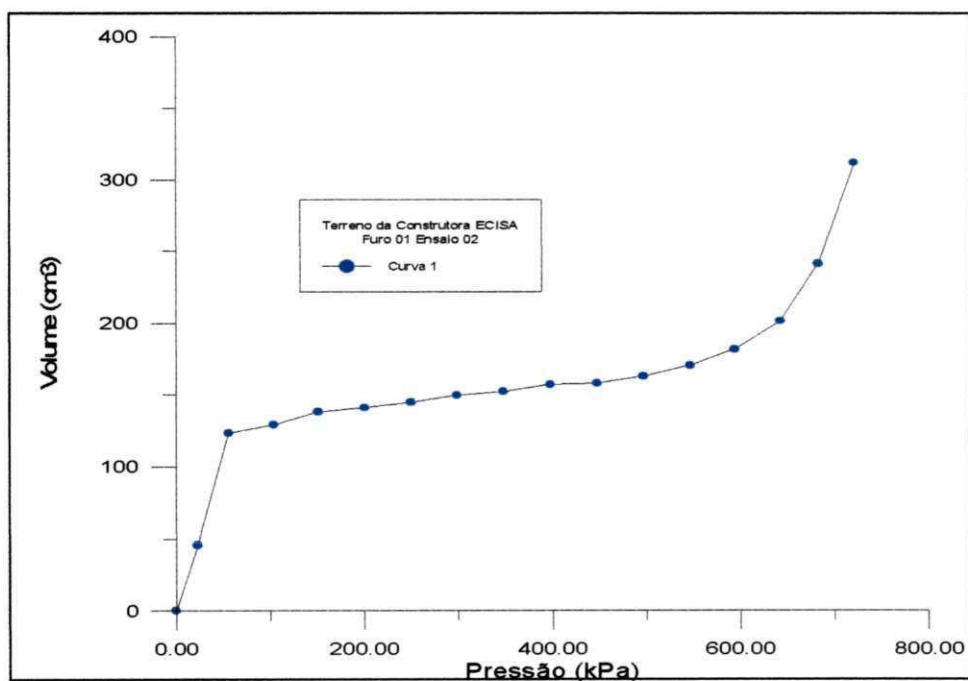


Figura A-44 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

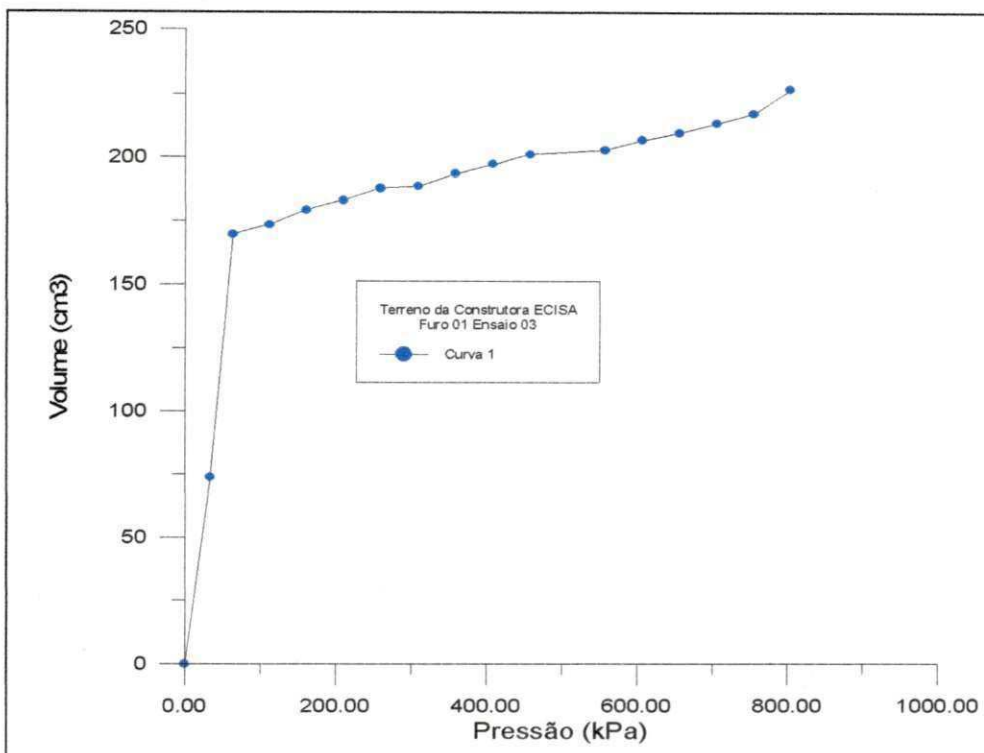


Figura A-45 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.

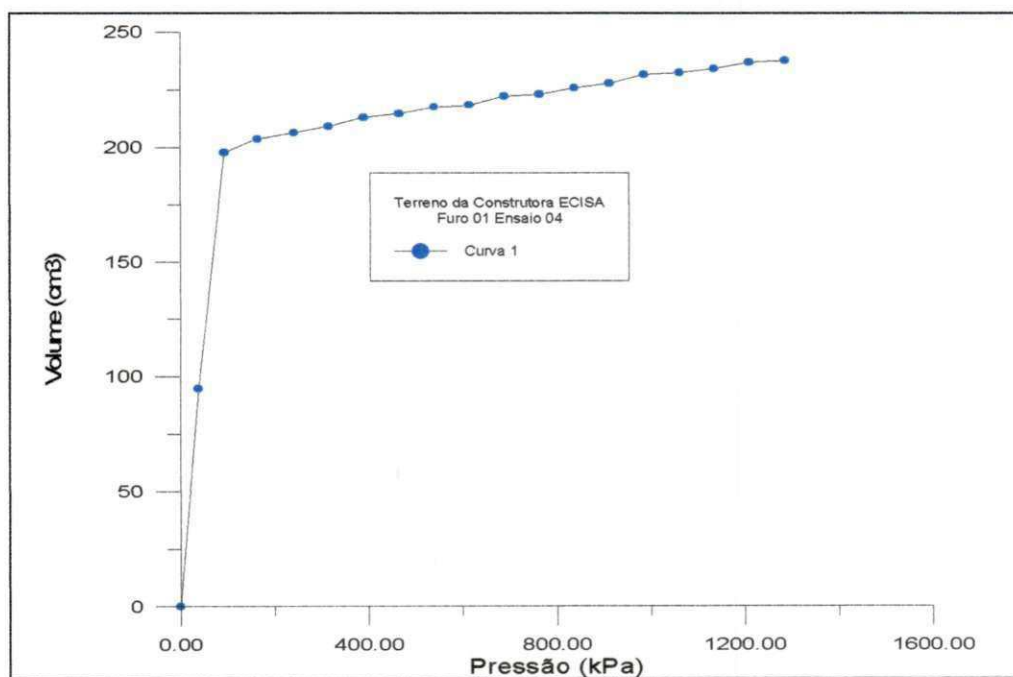


Figura A-46 - Curva pressiométrica corrigida - Terreno da Const. ECISA, Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.

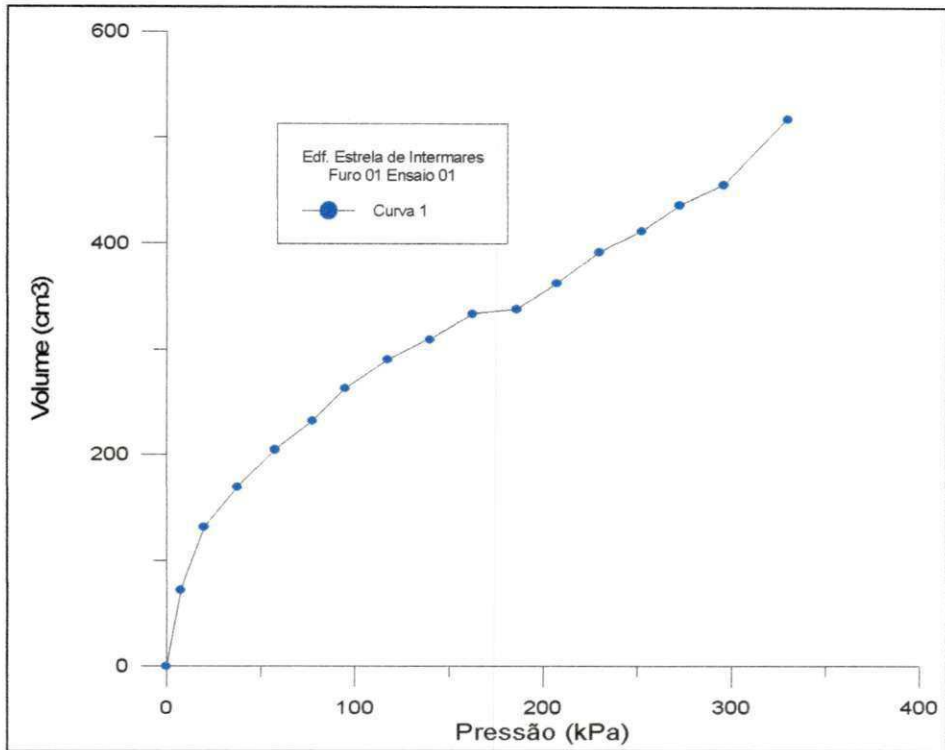


Figura A-47 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 1,60 metros.

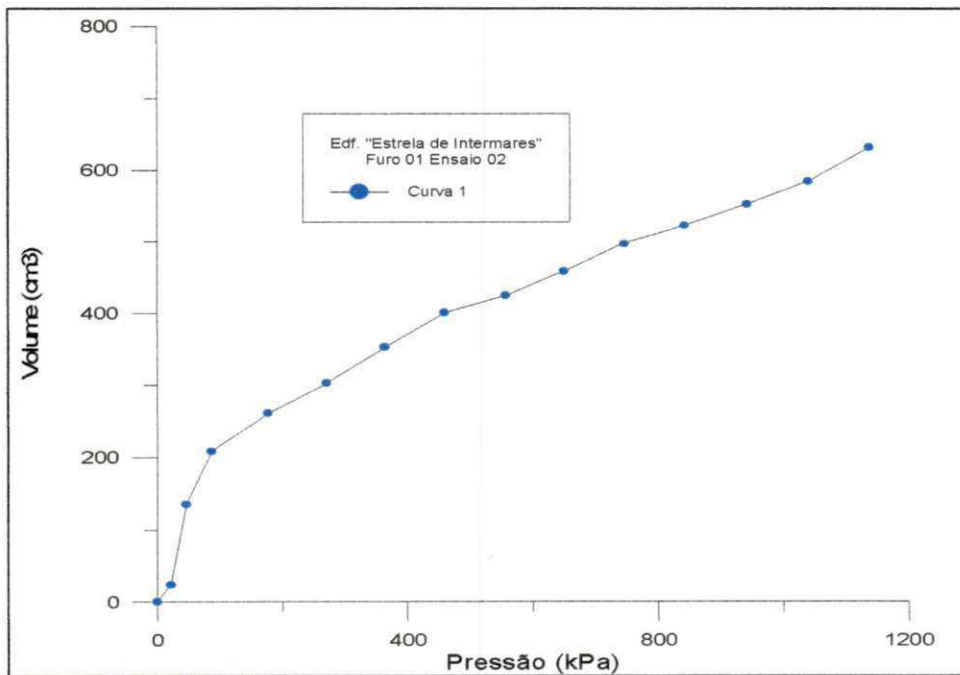


Figura A-48 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 2,60 metros.

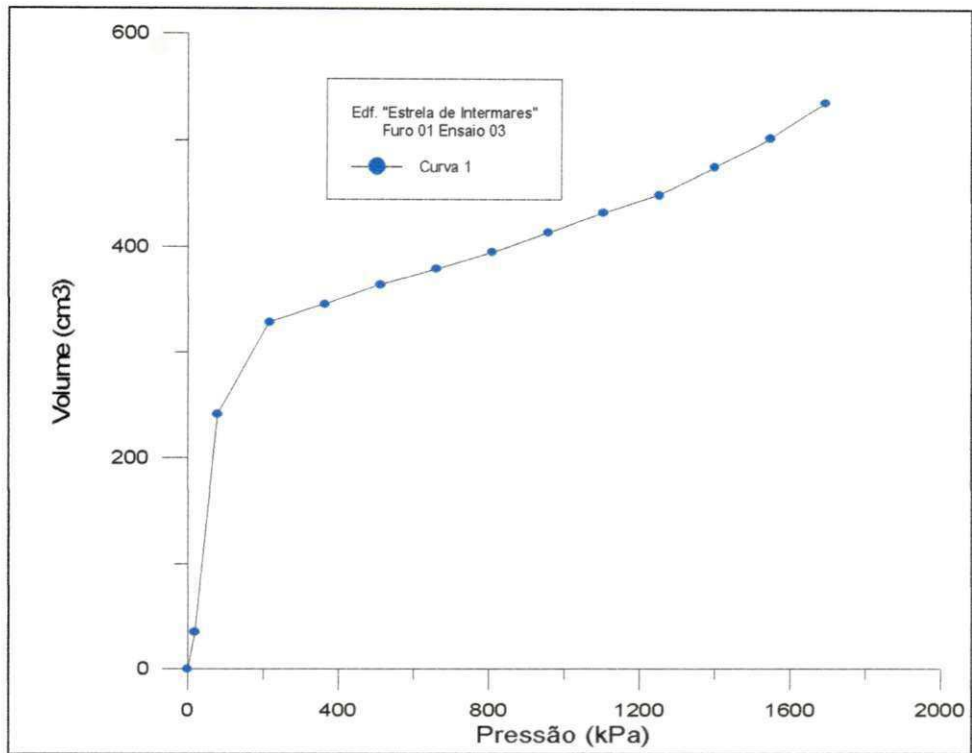


Figura A-49 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 3,60 metros.

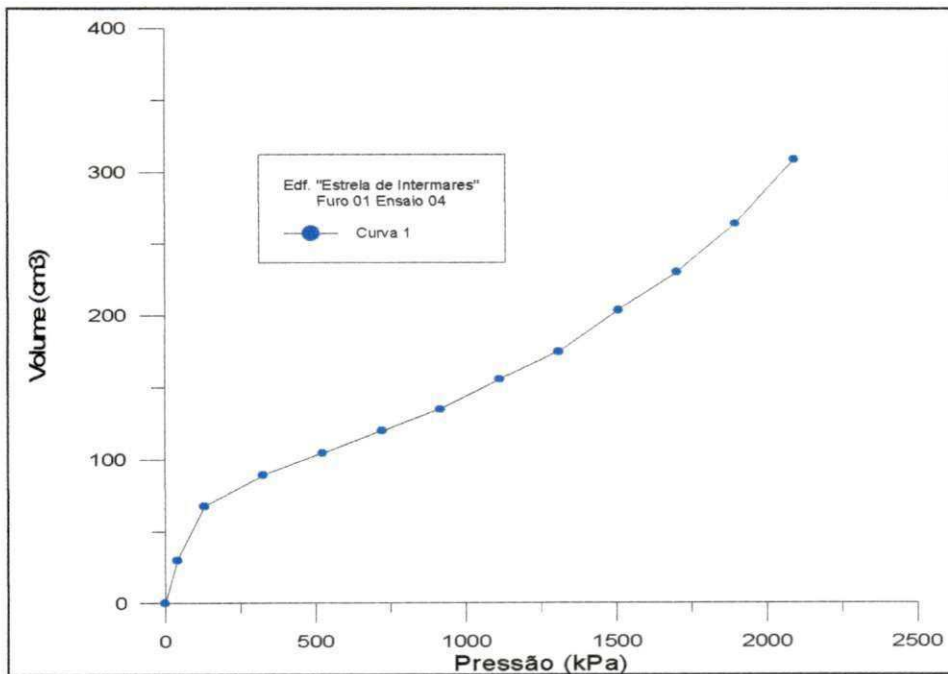


Figura A-50 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares", Furo EPF1 - Profundidade 4,60 metros.

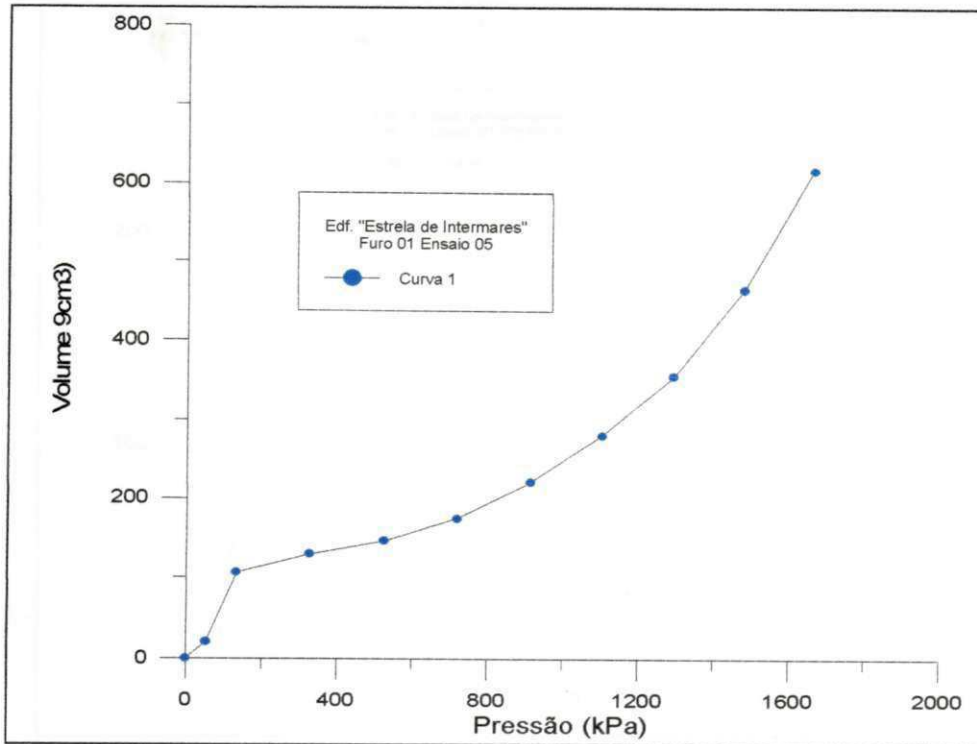


Figura A-51 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares".,
Furo EPF1 - Profundidade 5,60 metros.

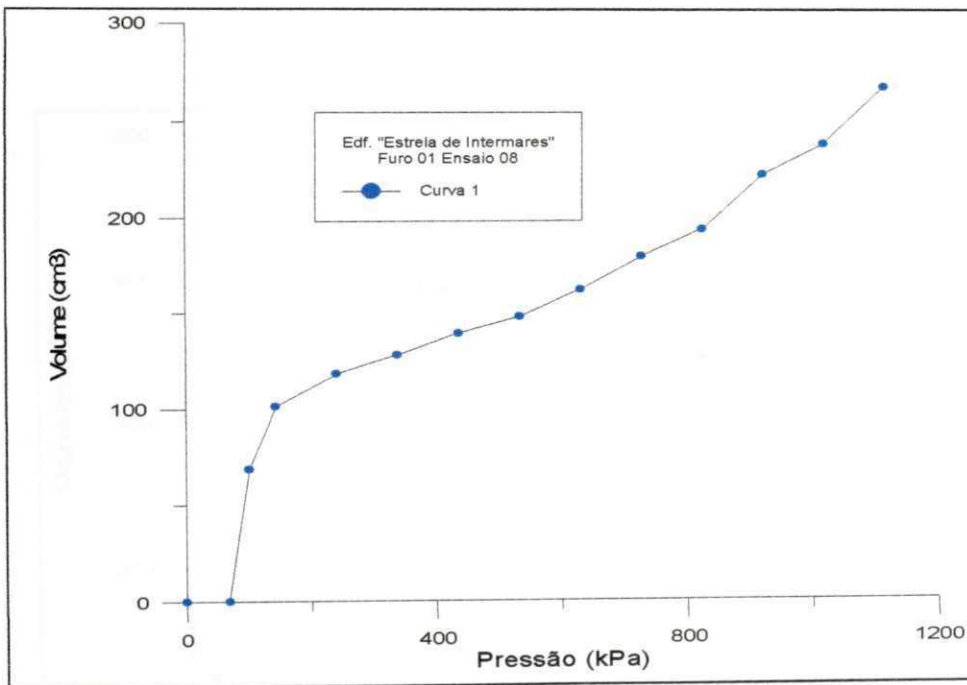


Figura A-52 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares".,
Furo EPF1 - Profundidade 6,60 metros.

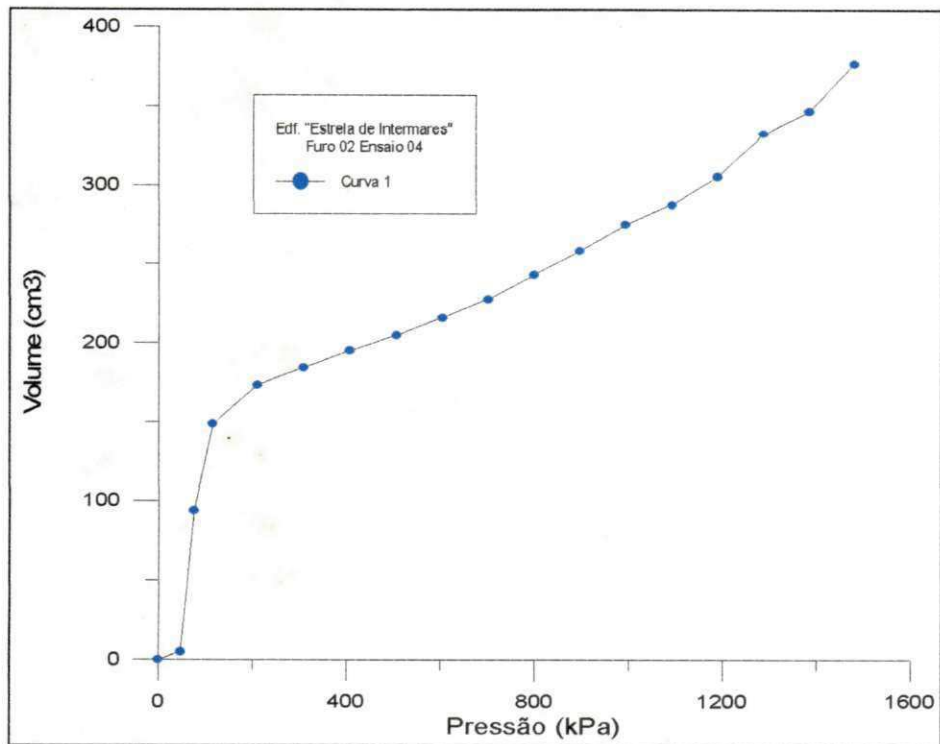


Figura A-57 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 4,60 metros.

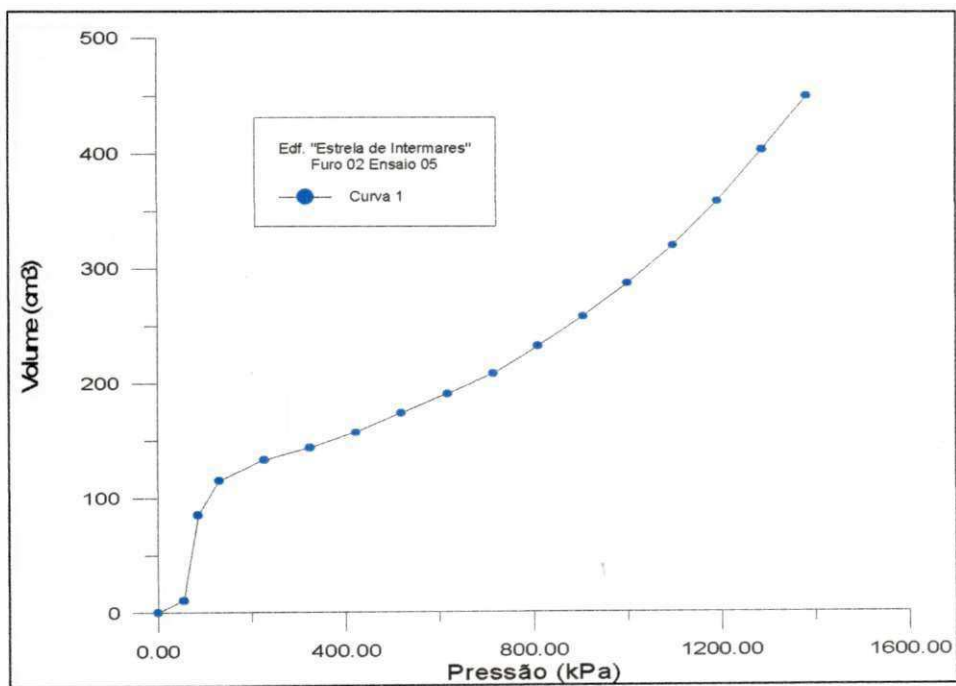


Figura A-58 - Curva pressiométrica corrigida - Edif. "Estrela de Intermares",
Furo EPF2 - Profundidade 5,60 metros.