

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO DE METODOLOGIAS DE PROJETO DE
FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE AEROGERADORES
ASSENTES EM AREIA DE DUNA**

ALFRAN SAMPAIO MOURA

**ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA
CO-ORIENTADORA: MARIA CASÇÃO F. DE ALMEIDA**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO G.TD- 051/07**

BRASÍLIA / DF: AGOSTO DE 2007

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DE METODOLOGIAS DE PROJETO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS DE AEROGERADORES ASSENTES EM AREIA DE
DUNA**

ALFRAN SAMPAIO MOURA

Tese de Doutorado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Doutor.

Aprovada por:

Prof. Renato Pinto da Cunha

(Orientador - Ph.D. - UnB)

Prof.^a. Maria Cascão Ferreira de Almeida

(Co-orientadora – D.Sc. – UFRJ)

Prof. Francisco Chagas da Silva Filho

(Examinador Externo - D.Sc. - UNIFOR)

Prof. Luciano Mendes Bezerra

(Examinador Externo – Ph.D. – UnB)

Prof. Luiz Fernando Martins

(Examinador Interno - D.Sc. - UnB)

Prof. Márcio Muniz de Farias

(Examinador Interno - Ph.D. - UnB)

Brasília, 31 de Agosto de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

MOURA, ALFRAN SAMPAIO

Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna.

xxix, 323 p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2007).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1 - Fundações	2 – Aerogerador
3 – Areia de Duna	4 – Dinâmica
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MOURA, A. S. (2007) - Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna. Tese de Doutorado, Publicação G.TD- 051/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 323 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alfran Sampaio Moura

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação de Metodologias de Projeto de Fundações Superficiais de Aerogeradores Assentes em Areia de Duna.

GRAU: Doutor

ANO: 2007

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado poderá ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Alfran Sampaio Moura

Universidade de Brasília
Campus Darcy Ribeiro
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/FT
Programa de Pós-graduação em Geotecnia
70910-900, Asa Norte, Brasília/DF - Brasil

DEDICATÓRIA

À minha esposa, Mona Liza, e à minha filha, Marina, que do ventre da mãe já torce pelo sucesso do papai.

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Mona Liza Nunes Cavalcante pela compreensão e incentivo.

À toda minha família, e em especial aos meus pais Joaquim Carlos de Moura e Silva e Maria Ibanez Sampaio Moura e minha tia Maria José Sampaio pelo incentivo desde o início do curso até os momentos mais difíceis.

Aos Professores Renato P. Cunha (orientador) e Maria Cascão F. de Almeida (co-orientadora) pela dedicação e paciência durante toda a etapa de orientação e preparação para a defesa.

Ao Professor Francisco Chagas da Silva Filho (UNIFOR) pelo apoio.

Ao Professor Evandro Soares (UNIFOR) pelo incentivo.

Ao Professor Erinaldo Hilário Cavalcante (UFS) pela realização dos ensaios de campo.

À Universidade de Brasília (UnB) por ter me aceito como aluno.

À Universidade de Fortaleza (UNIFOR) pelo apoio dado.

À Companhia de Energia Elétrica do Ceará (COELCE) que financiou a pesquisa.

Ao Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ) pela cooperação.

À Universidade Federal da Paraíba (UFPB) pela utilização do Pressiômetro de Ménard.

Ao Professor Iuri A. Ferreira (UNIFOR) pela contribuição na realização das análises numéricas.

Ao Professor Atila P. Silva Freire pela realização dos ensaios em túnel de vento.

Aos Professores Ney Roitman e Carlos Magluta pela realização do monitoramento.

Ao Professor José Ribamar Silva Filho pela confiança e apoio.

À CABELL Scientific Inc. pela realização dos ensaios anemométricos realizados na Prainha.

RESUMO

A presente pesquisa avalia algumas das principais metodologias de projeto fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna a partir do estudo de caso de um aerogerador da usina eólica da Taíba-CE.

Inicialmente, os ventos da região e o aerogerador estudado são caracterizados. Para estimar os esforços atuantes nas fundações do aerogerador realiza-se, em campo, um monitoramento estrutural e um modelo reduzido é ensaiado em túnel de vento. O solo de apoio das fundações é caracterizado, em laboratório, por meio de ensaios básicos de caracterização, de ensaios eodométricos e de cisalhamento direto. Em campo, realizam-se sondagens à percussão, com medida de energia e torque, e ensaios pressiométricos. Dez metodologias utilizadas para estimar o módulo de deformação cisalhante máximo a partir de sondagens à percussão e de ensaios pressiométricos são avaliadas (Ohsaki e Iwasaki, 1973; Seed e et al., 1983; Ohta e Goto, 1978a; Sykora e Stokoe, 1983; Ohta e Goto, 1978b; Seed et al., 1986; Stephenson et al., 2004; Schnaid et al., 2004; Kaltiesiotis et al., 1990 e Byrne et al., 1990) tomando-se como base a expressão de Hardin (1978) e os resultados obtidos por Barros (1990). Neste contexto foi possível verificar que tanto ensaios pressiométricos (PMT) quanto sondagens à percussão (SPT) podem ser utilizadas para a determinação do módulo cisalhante máximo de solos arenosos desde que utilizados com os métodos propostos por Kaltiesiotis et al. (1990), em função do módulo de deformação cisalhante inicial (G_i), e Seed et al. (1983), respectivamente.

Esforços atuantes nas fundações do aerogerador estudado, estimados de diferentes formas, são comparados. As estimativas do momento fletor que apresentaram os resultados mais próximos dos valores extrapolados pelo monitoramento estrutural foram obtidas pela utilização da NBR 6123/87 modificada. Estimativas da tensão admissível e do recalque são realizadas por métodos que utilizam ensaios de campo e de laboratório. Metodologias empíricas (Tschebotariof, 1978; Tschebotarioff e Ward, 1948; Alpan, 1961 e Haase, 1975), que consideram o solo como um semi-espaço elástico (Lysmer e Richart, 1966 e Nagendra e Sridharan, 1981) e consideram o solo como um conjunto de molas lineares (Barkan, 1962), utilizadas para estimar a vibração da fundação, são avaliadas. A faixa de variação da frequência de vibração obtida pela utilização dos mencionados métodos foi ampla, no entanto, em todos os verificou-se diferenças bastante superiores a 30% com relação à faixa de frequência de operação da máquina indicando a ausência de risco de fenômenos ressonantes. Por fim, a possibilidade de redução das dimensões da fundação do aerogerador estudado é discutida concluindo-se que é possível projetar fundações cerca de 32 % mais econômicas.

ABSTRACT

The present research evaluates some of the main methodologies of superficial foundation designs of wind energy converters founded on dune sands, from the study of a real case of the aeolian plant in Taíba-CE.

Initially, the winds of the region and the wind energy converters are characterized. In order to evaluate the stresses within the foundation system of the wind energy converters, a reduced model is tested in field and in wind tunnel. The granular site is characterized in laboratory by means of basic characterization geotechnical tests, consolidation tests and direct shear tests. In field, the standart penetration test is done, with energy and torque measurement, as well as pressuremeter tests. Ten methodologies used to calculate the maximum shear deformation module from the standart penetration test and the pressuremeter tests are evaluated (Ohsaki and Iwasaki, 1973; Seed and et al., 1983; Ohta and Goto, 1978a; Sykora and Stokoe, 1983; Ohta and Goto, 1978b; Seed et al., 1986; Stephenson et al., 2004; Schnaid et al., 2004; Kaltesiotis et al., 1990 and Byrne et al., 1990) taking into consideration Hardin expressions' (1978) and the results of Barros (1990). In this context it was possible to verify that the pressuremeter tests (PMT) and the standart penetration test (SPT) may be used for the determination of the maximum shear moduli of sands since it had been used with the methods considered for Kaltesiotis et al. (1990), in function of the initial shear deformation module (G_i), and Seed et al (1983), respectively.

The stresses in the foundation system of the studied wind energy converters, calculated of different forms, are compared. The estimations of the bending moment, using the modified NBR 6123/87, presented the closest results to the monitored structural values. Estimations of stresses and displacements were done by methods which use laboratory and field tests. Empirical Methodologies (Tschebotariof, 1978; Tschebotarioff and Ward, 1948; Alpan, 1961 and Haase, 1975), which consider the ground as an elastic half-space (Lysmer and Richart, 1966 and Nagendra and Sridharan, 1981) and which consider the ground as a set of linear springs (Barkan, 1962), were used to analyse the vibrations of the foundation, hence, being also evaluated herein. The range of frequency variation obtained by the use of the mentioned methods was large; however, in all methods it was observed differences beyond 30% in relation to the frequency range of the machinery indicating the absence of risk of the resonant phenomena. Finally, the possibility of resizing in the foundation dimensions of the wind energy converters was analyzed and discussed, being possible to conclude that it is possible to design foundations for wind converters in the studied region which are, approximately, 32% more economical than the traditional designed ones.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTO GERAL	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 METODOLOGIA UTILIZADA	2
1.4 ESTRUTURA DA TESE	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 ENERGIA EÓLICA	4
2.1.1 EXPLORAÇÃO DE ENERGIA EÓLICA	4
2.1.2 CARACTERÍSTICAS DO VENTO	6
2.2 AEROGERADORES	9
2.2.1 FORÇAS DETERMINÍSTICAS	14
2.2.2 FORÇAS NÃO DETERMINÍSTICAS	20
2.2.3 ENSAIOS EM TÚNEIS DE VENTO	21
2.3 PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS	26
2.3.1 PROPAGAÇÃO DE ONDAS NOS SOLOS	26
2.3.2 VELOCIDADE DAS ONDAS	28
2.3.3 ENSAIOS DE CAMPO PARA A DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS	30
2.3.3.1 Método “Cross-Hole”	31
2.3.3.2 Métodos “Down-Hole” e “Up-Hole”	33
2.3.3.3 Ensaio de Cone Sísmico	34
2.3.3.4 Ensaio Pressiométrico	36
2.3.3.5 Ensaio de Refração Sísmica	56
2.3.3.6 Vibração em Regime Estacionário	57
2.3.3.7 Sondagens à Percussão	58
2.3.3.8 Ensaio Dilatométrico	65
2.4 COMPORTAMENTO DINÂMICO/CÍCLICO DE SOLOS GRANULARES	68
2.4.1 INTRODUÇÃO	68
2.4.2 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS SOLOS GRANULARES SUJEITOS A CARREGAMENTOS ESTÁTICOS	68
2.4.2.1 Representação dos Módulos Dos Solos	71
2.4.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS SOLOS GRANULARES SUJEITOS A CARREGAMENTOS DINÂMICOS/CÍCLICOS	73
2.4.3.1 Modelo Linear Equivalente	73
2.4.3.2 Modelo Não Linear Cíclico	86
2.4.3.3 Modelo Constitutivo Avançado	86
2.5 FUNDAMENTOS DE DINÂMICA DAS FUNDAÇÕES	87
2.5.1 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE UM PROBLEMA DINÂMICO	87
2.5.2 FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE MOVIMENTO	90
2.5.3 REPRESENTAÇÃO DE UMA ESTRUTURA A PARTIR DE MODELOS MATEMÁTICOS	92
2.5.3.1 Modelos Matemáticos de um Grau de Liberdade	92
2.5.3.2 Modelos Matemáticos de Vários Graus de Liberdade	95

2.5.4 PROJETO DE FUNDAÇÕES DE MÁQUINAS	96
2.5.4.1 Modos de Vibração	96
2.5.4.2 Procedimentos de Projeto	96
2.5.4.3 Critérios de Desempenho	99
2.5.4.4 Métodos de Cálculo de Fundações de Máquinas	101
3. MATERIAIS E MÉTODOS	117
3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS VENTOS DA REGIÃO ESTUDADA	117
3.1.1 ENSAIOS ANEMOMÉTRICOS REALIZADOS NA PRAINHA	121
3.1.2 ENSAIOS ANEMOMÉTRICOS REALIZADOS NA TAÍBA	127
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO AEROGERADOR ESTUDADO	132
3.3 MONITORAMENTO ESTRUTURAL	136
3.3.1 INTRODUÇÃO	136
3.3.2 MONITORAMENTO ESTRUTURAL DO AEROGERADOR NO 7	136
3.3.3 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	136
3.3.4 INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA	138
3.3.5 RESULTADOS OBTIDOS	140
3.4 ENSAIOS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO	144
3.4.1 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	144
3.4.1.1 Túnel de Vento	144
3.4.1.2 Balança Aerodinâmica	145
3.4.1.3 Anemômetro a Fio Quente	147
3.5 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DO LOCAL ESTUDADO	150
3.5.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS DO LOCAL ESTUDADO	150
3.5.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	153
3.5.2.1 Ensaios de Laboratório	153
3.5.2.2 Ensaio de Campo	169
4. ANÁLISES DOS RESULTADOS	222
4.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS	222
4.1.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS À PERCUSSÃO (SPT)	222
4.1.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS (PMT)	226
4.1.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO	230
4.1.4 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE DEFORMAÇÃO NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO CISALHANTE	232
4.2 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE MONITORAÇÃO ESTRUTURAL REALIZADOS	237
4.2.1 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS POR EXTRAPOLAÇÃO	237
4.2.2 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA	239
4.2.3 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS PELA NORMA BRASILEIRA NBR 6123/87 (ABNT, 1987)	243
4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ESTRUTURAIIS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO	245
4.3.1 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO (Cd)	245
4.3.2 DETERMINAÇÃO DO PONTO DE APLICAÇÃO DA FORÇA DE ARRASTO (D)	248

4.3.3 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS ATUANTES POR MEIO DO MODELO REDUZIDO	251
4.3.4 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS ESTIMADOS PELO TÚNEL DE VENTO	251
4.3.5 COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS ESTIMADOS POR EXTRAPOLAÇÃO, SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ATRAVÉS DE TÚNEL DE VENTO	253
4.4 ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DO AEROGERADOR ESTUDADO	256
4.4.1 DADOS ADOTADOS	256
4.4.2 ESTIMATIVAS DAS TENSÕES APLICADAS PELA FUNDAÇÃO DO AEROGERADOR	257
4.4.3 ESTIMATIVAS DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO	260
4.4.3.1 Estimativas da Tensão Admissível do Solo com Base no SPT	260
4.4.3.2 Estimativas da Tensão Admissível do Solo com Base no PMT	261
4.4.3.3 Estimativas da Tensão Admissível do Solo com Base em Ensaio de Laboratório	261
4.4.4 ESTIMATIVAS DE RECALQUE	264
4.4.4.1 Estimativas de Recalque com Base no SPT	264
4.4.4.2 Estimativas de Recalque com Base no PMT	266
4.4.4.3 Estimativas de Recalque com Base na Teoria da Elasticidade	266
4.4.5 ESTIMATIVAS DA FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO	271
4.4.5.1 Métodos Empíricos	271
4.4.5.2 Métodos que Consideram o Solo como um Semi-Espaço Elástico	273
4.4.5.3 Método que Considera o Solo Como um Conjunto de Molas Lineares Sem Peso (Barkan, 1962)	276
4.4.6 DISCUSSÃO SOBRE A POSSIBILIDADE DE REDUÇÃO DAS DIMENSÕES DO AEROGERADOR ESTUDADO	280
5. CONCLUSÕES	282
5.1 CONCLUSÕES	282
5.2 SUGESTÕES	288
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	289
APÊNDICE A - CURVAS PRESSIOMÉTRICAS BRUTAS	308
APÊNDICE B – CURVAS PRESSIOMÉTRICAS CORRIGIDAS	316

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
Figura 2.1 –	Principais usinas eólicas em operação no Brasil (Site Energia Eólica, 2005).	5
Figura 2.2 –	Efeito do tipo de terreno na variação da velocidade do vento com a altura a) terrenos planos b) terrenos acidentados (Pereira, 1993 com modificações)	8
Figura 2.3 –	Aerogeradores de eixo vertical a) Savonius b) Darrieus (Site Fontes Renováveis, 2006).	10
Figura 2.4 –	Componentes básicos de um aerogerador de eixo horizontal.	11
Figura 2.5 –	Aerogeradores de eixo horizontal a) Pás múltiplas (Site Fontes Renováveis, 2006) b) Duas ou três pás (Foto do autor).	12
Figura 2.6 –	Isopetas da velocidade básica (v_o) em m/s (NBR 6123/87).	17
Figura 2.7 –	Esquema da balança aerodinâmica horizontal.	25
Figura 2.8 –	Tipos de ondas mecânicas: a) Ondas cisalhantes b) Ondas de compressão (Resnick e Halliday, 1984).	27
Figura 2.9 –	Tipos de ondas de superfície a) Ondas Rayleigh b) Ondas Love (Cunha, 1985 com modificações)	28
Figura 2.10 –	Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades v_P , v_S e v_R em meio elástico semi-infinito (Kramer, 1996 com modificações).	29
Figura 2.11 –	Identificação dos tempos de chegada das ondas P e S no sismograma (Barros, 1997).	32
Figura 2.12 –	Medida da velocidade da onda pelos processos “down-hole” e “up-hole” (Francisco, 1997).	33
Figura 2.13 –	Esquema de funcionamento do ensaio de piezocone sísmico (Francisco, 1997).	34
Figura 2.14 –	Ilustração do pressiômetro de Ménard (Schnaid, 2000).	37
Figura 2.15 –	Curva pressão x volume típica obtida por ensaios pressiométricos (Velloso e Lopes, 1996 com modificações).	38
Figura 2.16 –	Esquema do cone-pressiômetro (Lunne et al, 1997).	43
Figura 2.17 –	Variação do módulo de cisalhamento com a deformação de cavidade em ensaios pressiométricos (Cunha et al, 2004).	47
Figura 2.18 –	Exemplo do ajuste de curva (Ortigão et al, 1996).	52
Figura 2.19 –	Esquema simplificado do mecanismo de propagação de ondas longitudinais de tensão a) $t=0$ b) $0 < t < l/c$ c) $t = l/c$ d) $l/c < t < 2l/c$ e) $t = 2l/c$ f) $2l/c < t < 3l/c$ (Palacios, 1977)	62
Figura 2.20 –	Vista lateral e frontal da lâmina dilatométrica (Schnaid, 2000).	66
Figura 2.21 –	Curva tensão versus deformação de areias em ensaios triaxiais drenados (Ratton e Sayão, 1994).	72
Figura 2.22 –	Representação das formas de obtenção do módulo de elasticidade.	72
Figura 2.23 –	Laçada de histerese a) Módulo de cisalhamento secante, G_{sec} , e módulo de cisalhamento tangente, G_{tan} (Kramer, 1996) b) Dedução do módulo de cisalhamento e da razão de amortecimento (Barros e Hachich, 1998)	74

Figura 2.24 –	Curva tensão x deformação de um corpo de prova submetido a um carregamento cisalhante cíclico simétrico, com tensão cisalhante inicial nula (Barros, 1997)	78
Figura 2.25 –	Laçadas de histerese para diferentes amplitudes de deformação (Barros, 1997)	78
Figura 2.26 –	Curva de redução do módulo (Barros, 1997)	79
Figura 2.27 –	Curva de redução do módulo “normalizado” de argilas (Seed e Idriss, 1970)	80
Figura 2.28 –	Deformações cisalhantes em solos para diversos problemas dinâmicos (Barros, 1997, adaptado de Woods em 1978, Massarsch em 1983 e Carruba e Maugeri em 1988)	81
Figura 2.29 –	Tipos de carregamentos dinâmico (Mahler, 1981 com modificações)	88
Figura 2.30 –	Representação esquemática de um sistema com um grau de liberdade	92
Figura 2.31 –	Equilíbrio de forças de um sistema com um grau de liberdade	92
Figura 2.32 –	Equilíbrio de forças de movimentos verticais de fundações (Bowles, 1988 com modificações)	95
Figura 2.33 –	Equilíbrio de forças de movimentos verticais de fundações (Bowles, 1988 com modificações)	96
Figura 2.34 –	Limites de amplitude de deslocamento (Richart et al em 1970, citado por Almeida Neto, 1989)	99
Figura 2.35 –	Desempenho de vibração de máquinas rotativas (Blake em 1964, citado por Almeida Neto, 1989)	100
Figura 2.36 –	Danos em construções (Steffens em 1974, citado por Almeida Neto, 1989)	101
Figura 2.37 –	Gráfico frequência natural reduzida em função da área da base (Tschebotarioff, 1978)	105
Figura 2.38 –	Relação entre um sistema que consideram o solo como um semi-espaco elástico e um sistema oscilante amortecido	109
Figura 2.39 –	a) Resultado de um ensaio de placa cíclico b) Determinação gráfica de c_z (Barkan, 1962)	116
Figura 3.1 –	Localização geográfica da praia da Taíba (IPLANCE, 1997).	118
Figura 3.2 –	Velocidade média do vento do estado do Ceará ao longo do dia (SEINFRA, 2000).	118
Figura 3.3 –	a) Estações metereológicas b) Velocidade média do vento mensal normalizada (SEINFRA, 2000)	119
Figura 3.4 –	Velocidade do vento mensal e diária	120
Figura 3.5 –	Direção do vento mensal e diária	120
Figura 3.6 –	Localização do município de Aquiraz	121
Figura 3.7 –	Equipamentos utilizados nas medidas anemométricas da Prainha	122
Figura 3.8 –	Caminhão tipo Munck utilizado nas medidas anemométricas da Prainha	122
Figura 3.9 –	Detalhe do anemômetro fixado à extremidade da lança do caminhão por meio de uma haste metálica	123
Figura 3.10 –	Ensaio anemométrico realizados a 20m de altura	123
Figura 3.11 –	Ajuste da equação exponencial da variação da velocidade do vento com a altura na Prainha	126
Figura 3.12 –	Vista do terreno plano da Prainha	126

Figura 3.13 –	Localização do município de São Gonçalo do Amarante	127
Figura 3.14 –	Anemômetro utilizado nas medições da Taíba	128
Figura 3.15 –	Instalação do anemômetro em um andaime para a realização das medidas anemométricas da Prainha	128
Figura 3.16 –	Ensaio anemométrico realizado a 10 m de altura	129
Figura 3.17 –	Ajuste da equação exponencial da variação da velocidade do vento com a altura na Taíba	131
Figura 3.18 –	Localização do aerogerador nº 07 na usina eólica da Taíba	132
Figura 3.19 –	Vista geral do aerogerador estudado	133
Figura 3.20 –	Detalhe das pás do aerogerador estudado	134
Figura 3.21 –	Pás e nacelle do aerogerador estudado	134
Figura 3.22 –	Torre e Fundação do aerogerador estudado	135
Figura 3.23 –	Acelerômetros instalados na torre do aerogerador	138
Figura 3.24 –	Extensômetro elétrico de resistência colado à torre	138
Figura 3.25 –	Anemômetro utilizado nas medições	139
Figura 3.26 –	Esquema da instrumentação utilizada no monitoramento	139
Figura 3.27 –	a) Detalhe dos Extensômetros elétricos de resistência instalados à 0,38m de altura b) Anemômetro fixado a 10 metros de altura em uma torre treliçada.	140
Figura 3.28 –	Momentos fletores obtidos numa seção instrumentada a 3,58m de altura (Roitman e Magluta, 2003).	140
Figura 3.29 –	Esforços cortantes junto à base na direção Sul-Norte (Roitman e Magluta, 2003).	141
Figura 3.30 –	Velocidade do vento medida na campanha 2 (Roitman e Magluta, 2003).	142
Figura 3.31 –	Direção do vento medida na campanha 2 (Roitman e Magluta, 2003).	142
Figura 3.32 –	Velocidade do vento medida ao longo do período 1 (Roitman e Magluta, 2003).	142
Figura 3.33 –	Momentos fletores junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).	143
Figura 3.34 –	Esforços cortantes junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).	143
Figura 3.35 –	Túnel de vento com alta intensidade turbulenta	144
Figura 3.36 –	Túnel de vento aerodinâmico	145
Figura 3.37 –	Esquema da balança aerodinâmica horizontal	145
Figura 3.38 –	Balança aerodinâmica horizontal utilizada	146
Figura 3.39 –	Esquema da balança de momento	146
Figura 3.40 –	Vista da balança de momento sob o túnel	147
Figura 3.41 –	Esquema ilustrativo do arranjo utilizado nas medições com o fio quente	147
Figura 3.42 –	Perfil de velocidade a montante e a jusante obtido com a técnica do fio quente	148
Figura 3.43 –	Perfil de intensidade turbulenta a montante e a jusante obtido com a técnica do fio quente	149
Figura 3.44 –	Esboço geológico da área estudada (IPLANCE, 1995)	152
Figura 3.45 –	Vista das dunas da Taíba	152
Figura 3.46 –	Curva granulométrica típica do material estudado	154
Figura 3.47 –	Granulometria das amostras de solo a 2m de profundidade	155
Figura 3.48 –	Variação da granulometria da amostra de solo do furo SPT2	155

	ao longo da profundidade	
Figura 3.49 –	Perfil de umidade do solo estudado	157
Figura 3.50 –	Calibração do anel de carga utilizado	160
Figura 3.51 –	Curvas τ , Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,80$ úmida	161
Figura 3.52 –	Curvas τ , Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,70$ úmida	162
Figura 3.53 –	Curva τ . x Desl. Hor., com $e = 0,65$ úmida	162
Figura 3.54 –	Curva Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,65$ úmida	163
Figura 3.55 –	Curvas τ , Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,80$ e $w = 0,2\%$	164
Figura 3.56 –	Curva τ x Desl. Hor., com $e = 0,70$ e $w = 0,2\%$	164
Figura 3.57 –	Curva Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,70$ e $w = 0,2\%$	164
Figura 3.58 –	Envoltória de ruptura para os corpos de prova com $e = 0,70$ úmida	164
Figura 3.59 –	Variação do ângulo de atrito (ϕ) com o índice de vazios (e)	166
Figura 3.60 –	Resultado do ensaio oedométrico duplo	167
Figura 3.61 –	Locação das sondagens à percussão	169
Figura 3.62 –	Execução das sondagens à percussão	170
Figura 3.63 –	Perfis de resistência a) SPT1; b) SPT2	170
Figura 3.64 –	Perfis de resistência a) SPT3; b) SPT4	171
Figura 3.65 –	a) Comparação entre os valores dos índices de resistência à penetração das sondagens SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4. b) Perfil de resistência médio considerando as sondagens SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4	172
Figura 3.66 –	a) Variação do índice de resistência à penetração da sondagem SPT3 com a profundidade expressa como uma função linear. b) Melhor correlação do índice de resistência médio com a profundidade	172
Figura 3.67 –	Detalhe da conexão do torquímetro com a haste da composição do equipamento de sondagem à percussão	174
Figura 3.68 –	Execução do ensaio de torque	175
Figura 3.69 –	Índice de torque (T/N) ao longo da profundidade das sondagens SPT3 e SPT4	176
Figura 3.70 –	Haste instrumentada do SPT ANALYZER (Cavalcante, 2002)	176
Figura 3.71 –	Sistema de aquisição de dados do SPT ANALYZER	177
Figura 3.72 –	Tela capturada no PDA-Win referente golpe de número 16, de uma seqüência de 55 golpes, da sondagem SPT2	180
Figura 3.73 –	Reflexo da correção da energia para a) Sondagem SPT3 b) Perfil de resistência médio	182
Figura 3.74 –	Componentes do pressiômetro do tipo Ménard utilizado nos ensaios	183
Figura 3.75 –	Detalhe do dispositivo de descarga da sonda	184
Figura 3.76 –	Curva para a verificação da resistência da membrana que forma a célula central	184
Figura 3.77 –	Curvas de calibração a) curva da perda de volume, ou de expansão b) curva da perda de pressão	185
Figura 3.78 –	Curva de calibração da perda de volume do pressiômetro de Ménard utilizado	187
Figura 3.79 –	Calibração da perda de pressão da sonda do pressiômetro de Ménard utilizado no furo n° 1 (PMT 1) até o sexto metro	187

Figura 3.80 –	Calibração da perda de pressão da sonda do pressiômetro de Ménard utilizado no furo n° 2 (PMT 2) e o sétimo metro do furo n° 1 (PMT 1)	188
Figura 3.81 –	Ajuste da curva de calibração da perda de pressão utilizado no furo n° 1 (PMT 1) até o sexto metro	188
Figura 3.82 –	Ajuste da curva de calibração da perda de pressão utilizado no furo n° 2 (PMT 2) e no sétimo metro do furo n° 1 (PMT 1)	189
Figura 3.83 –	Localização dos furos onde foram executados os ensaios pressiométricos PMT1 e PMT2	190
Figura 3.84 –	Curva bruta pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1	193
Figura 3.85 –	Curva bruta pressão versus volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT2	193
Figura 3.86 –	Curva corrigida pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1	195
Figura 3.87 –	Curva corrigida pressão versus volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT2	195
Figura 3.88 –	Efeito das correções efetuadas na forma da curva pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1	196
Figura 3.89 –	Curva corrigida pressão versus volume expandido do solo a 3,0m de profundidade dos furos PMT1 e PMT2	197
Figura 3.90 –	Estimativa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	198
Figura 3.91 –	Estimativa da pressão limite (p_l) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	199
Figura 3.92 –	Estimativa da pressão limite efetiva (p_l^*) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	200
Figura 3.93 –	Estimativa do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	201
Figura 3.94 –	Estimativa do módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	203
Figura 3.95 –	Estimativa do módulo de deformação pressiométrico (E_i) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	205
Figura 3.96 –	Estimativa do módulo de deformação pressiométrico cíclico (G_{ur}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	207
Figura 3.97 –	Variação do módulo de deformação pressiométrico cíclico (G_{ur}) a 2m de profundidade do furo PMT1	208
Figura 3.98 –	Estimativa do módulo pressiométrico cíclico (E_{ur}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	209
Figura 3.99 –	Variação de E_i/p_l para os ensaios realizados ao longo do perfil de solo estudado	210
Figura 3.100 –	Saída do programa que utiliza o método de ajuste de curva proposto por Cunha (1994)	212
Figura 3.101 –	Ajuste do furo PMT1, correspondente ao ensaio realizado a 1m de profundidade	212
Figura 3.102 –	Estimativa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2 através da	213

	técnica de ajuste de curva	
Figura 3.103 –	Estimativa do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2	214
Figura 3.104 –	Estimativa do módulo de cisalhamento elástico (G_e) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2 através da técnica de ajuste de curva	215
Figura 3.105 –	Estimativa do módulo de deformação pressiométrico elástico (E_e) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2 pela técnica de ajuste de curva	216
Figura 3.106 –	Comparação entre os valores de k_0 obtidos pelo método convencional e pela técnica de ajuste de curva	218
Figura 3.107 –	Comparação entre os valores de G_i obtidos pelo método convencional e G_e pela técnica de ajuste de curva	219
Figura 3.108 –	Comparação entre os valores de E_i obtidos pelo método convencional e E_e pela técnica de ajuste de curva	219
Figura 3.109 –	Comparação entre o módulo de cisalhamento elástico (G_e) e o módulo de cisalhamento cíclico (G_{ur}) ao longo da profundidade do furo PMT1	220
Figura 3.110 –	Relação G_e/G_{ur} com a profundidade para o furo PMT1	220
Figura 4.1 –	Estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT)	225
Figura 4.2 –	Determinação de G_{max} (Byrne et al em 1990, citado por Cunha, 1997)	227
Figura 4.3 –	Estimativa de G_{max} a partir dos resultados de ensaios pressiométricos	228
Figura 4.4 –	Comparação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT)	231
Figura 4.5 –	Propostas para a estimativa de G_{max} mais concordantes com relação a proposta de Hardin (1978)	231
Figura 4.6 –	Faixa de variação de G/G_{max} com a deformação cisalhante para areias (Seed e Idris, 1970)	233
Figura 4.7 –	Curva de redução do módulo G do solo estudado, às profundidades de 2, 5 e 7m	235
Figura 4.8 –	Estimativa de G_{max} a partir de Seed e Idris (1970), Edil e Luh (1978) e de Shibata e Soelano (1975)	236
Figura 4.9 –	Gráfico esforço cortante na base x velocidade medida do vento	238
Figura 4.10 –	Gráfico momento fletor na base x velocidade medida do vento	238
Figura 4.11 –	Detalhe da base da malha de elementos finitos	240
Figura 4.12 –	massa da nacele no centro da seção de topo da torre e barras de ligação à torre	242
Figura 4.13 –	Massas relativas à fundação em concreto, consideradas na direção vertical nos nós da base	242
Figura 4.14 –	Modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento	246

Figura 4.15 –	Variação do coeficiente de arrasto (C_d) com o número de Reynolds (R_e)	247
Figura 4.16 –	Desenho esquemático da balança de momento	248
Figura 4.17 –	Detalhe da balança de momento sob o túnel	249
Figura 4.18 –	Determinação do ponto de aplicação da força de arrasto	250
Figura 4.19 –	Comparação das estimativas da força de arrasto atuante para a máxima velocidade de operação de 25 m/s	254
Figura 4.20 –	Comparação das estimativas do momento atuante para a máxima velocidade de operação de 25 m/s	254
Figura 4.21 –	Variação do momento atuante em função da velocidade do vento	255
Figura 4.22 –	Diagrama de tensões trapezoidal	259
Figura 4.23 –	Diagrama auxiliar para determinação da razão de amortecimento (D) em função da razão de massa (b)	277
Figura A.1 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.	309
Figura A.2 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT1.	309
Figura A.3 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT1.	310
Figura A.4 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT1.	310
Figura A.5 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT1.	311
Figura A.6 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT1.	311
Figura A.7 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT1.	312
Figura A.8 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT2.	312
Figura A.9 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT2.	313
Figura A.10 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT2.	313
Figura A.11 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT2.	314
Figura A.12 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT2.	314
Figura A.13 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT2.	315
Figura A.14 –	Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT2.	315
Figura B.1 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.	317
Figura B.2 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT1.	317
Figura B.3 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT1.	318
Figura B.4 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT1.	318

Figura B.5 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT1.	319
Figura B.6 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT1.	319
Figura B.7 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT1.	320
Figura B.8 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT2.	320
Figura B.9 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT2.	321
Figura B.10 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT2.	321
Figura B.11 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT2.	322
Figura B.12 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT2.	322
Figura B.13 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT2.	323
Figura B.14 –	Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT2.	323

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Modelos de expansão de cavidades para areias (Cunha, 1996 e Medeiros, 1998, com modificações).	44
Tabela 2.2 – Guia para a estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (Briaud, 1992).	49
Tabela 2.3 – Identificação do tipo de solo a partir de ensaios pressiométricos proposta por Briaud (1992).	54
Tabela 2.4 – Identificação do tipo de solo utilizando resultados de ensaios pressiométricos proposta por Ménard (1975).	55
Tabela 2.5 – Velocidades da onda cisalhante típicas em alguns solos (Pereira, 2004).	57
Tabela 2.6 – Faixas de deformação dos ensaios de campo e laboratório mais utilizados para a determinação do módulo de cisalhamento (Barros, 1997 com modificações).	82
Tabela 2.7 – Nível de importância dos fatores que afetam a razão de amortecimento (Barros, 1994).	85
Tabela 2.8 – Fatores de serviço (Blake em 1964, citado por Almeida Neto, 1989).	100
Tabela 2.9 – Frequências naturais de um vibrador DEGEBO para diversos tipos de solos (Tschebotarioff, 1978).	103
Tabela 2.10 – Propostas empíricas para a quantificação de P_s	104
Tabela 2.11 – Valores para o parâmetro “a”.	106
Tabela 2.12 – Funções de deslocamento F_1 e F_2 para o modo de vibração vertical no intervalo de $0 < a_0 < 1,5$	109
Tabela 3.1 – Medidas da velocidade do vento da Prainha.	124
Tabela 3.2 – Velocidade média do vento em cada altura ensaiada.	125
Tabela 3.3 – Medidas da velocidade do vento da Taíba.	130
Tabela 3.4 – Velocidade média do vento em cada altura ensaiada.	130
Tabela 3.5 – Resultado típico dos ensaios granulométricos realizados.	153
Tabela 3.6 – Valores obtidos para a compacidade relativa (CR) e o índice de vazios (e) ao longo da profundidade do solo estudado.	158
Tabela 3.7 – Variação da porosidade (n), grau de saturação (S) e o peso específico natural do solo (γ_n) com a profundidade.	158
Tabela 3.8 – Resumo das características dos corpos de provas ensaiados.	159
Tabela 3.9 – Parâmetros de resistência obtidos com os ensaios de cisalhamento direto.	165
Tabela 3.10 – Estimativa do ângulo de atrito (ϕ) ao longo da profundidade.	166
Tabela 3.11 – Resumo das características/parâmetros do solo estudado.	168
Tabela 3.12 – Medidas de torque (T) e do índice de torque (T/N) da sondagem SPT3 e SPT4.	174
Tabela 3.13 – Constantes de calibração de cada sensor utilizado.	179
Tabela 3.14 – Características das hastas empregadas.	179
Tabela 3.15 – Estimativas do ângulo de atrito (ϕ) em função do índice de resistência da sondagem à percussão (SPT).	182
Tabela 3.16 – Pressão devida à coluna d’água.	189
Tabela 3.17 – Estimativa da pressão máxima (p_1) em cada ensaio dos furos	192

	PMT1 e PMT2.	
Tabela 3.18 –	Procedimento adotado nas correções dos dados brutos do ensaio pressiométricos realizado a 1m de profundidade do furo PMT1.	194
Tabela 3.19 –	Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT1.	209
Tabela 3.20 –	Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT2.	210
Tabela 3.21 –	Classificação do solo estudado a partir da proposta de Ménard (1975).	211
Tabela 3.22 –	Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT1 pela técnica de ajuste de curva.	217
Tabela 3.23 –	Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT2 pela técnica de ajuste de curva.	217
Tabela 4.1 –	Correlações entre G_{max} , ou v_s , e o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT).	223
Tabela 4.2 –	Valores do expoente k em função do índice de plasticidade (IP).	223
Tabela 4.3 –	Faixa de variação encontrada para a estimativa de G_{max} ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios à percussão (SPT).	225
Tabela 4.4 –	Variação de G_{max} com a profundidade considerando como limite inferior a proposta de Hardin (1978).	226
Tabela 4.5 –	Variação de G_{max} com a profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), descartando-se as estimativas inferiores àquelas obtidas a partir da proposta de Hardin (1978).	229
Tabela 4.6 –	Faixa de variação do módulo de deformação cisalhante (G_{max}) a partir dos ensaios pressiométricos e sondagens à percussão realizadas.	232
Tabela 4.7 –	Variação de G com o nível de deformação.	234
Tabela 4.8 –	Valores de C_d medidos com a balança horizontal.	247
Tabela 4.9 –	Cálculo do ponto de aplicação da força de arrasto.	250
Tabela 4.10 –	Verificação das estimativas dos momentos do túnel de vento a partir de medidas do monitoramento.	252
Tabela 4.11 –	Comparação dos esforços atuantes na estrutura do aerogerador para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.	253
Tabela 4.12 –	Estimativa da tensão admissível do solo pela Norma Brasileira NBR 6122/96 (ABNT, 1996), por dois processos semi-empíricos com base no SPT (Terzaghi e Peck, 196 e Meyerhof, 1965) e por um método prático.	260
Tabela 4.13 –	Resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando Ensaio de Laboratório.	263
Tabela 4.14 –	Valores estimados para o recalque com base no SPT.	265
Tabela 4.15 –	Estimativas realizadas para o recalque da fundação do aerogerador a partir da teoria da elasticidade.	267
Tabela 4.16 –	Comparação dos valores estimado para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da teoria da elasticidade.	269

Tabela 4.17 – comparação entre os recalques estimados via carga estática equivalente e a partir da carga máxima.	270
Tabela 4.18 – Comparação dos valores de k_z , c , f_n e f_n' , A_z e D estimados pelos métodos de Lysmer e Richart (1966) e de Nagendra e Sridharan (1981).	275
Tabela 4.19 – Comparação dos valores da frequência estimados por diferentes métodos.	279
Tabela 4.20 – Resultados do dimensionamento das fundações do aerogerador estudado realizado a partir dos procedimentos sugeridos	281

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a -	Área da seção transversal instrumentada;
a_0 -	Coefficiente adimensional da frequência;
a^1 -	Coefficiente de compressibilidade do equipamento;
a' -	Parâmetro do método de Alpan (1961) que é função do tipo de solo;
A -	Área;
A_e -	Área frontal efetiva da estrutura;
A_L -	Energia dissipada no ciclo;
A_T -	Energia de deformação elástica associada à máxima deformação;
A_x -	Amplitude de oscilação;
A_z -	Máxima amplitude do deslocamento na direção z;
ABNT -	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM -	American Society for Testing and Materials;
A-3 -	Subgrupo de solo do sistema HRB;
b -	Razão de massa;
b' -	Parâmetro obtido em função da categoria da rugosidade;
b_c -	Fator de inclinação da base da fundação;
b_q -	Fator de inclinação da base da fundação;
b_γ -	Fator de inclinação da base da fundação;
b_1 -	Fator meteorológico;
B -	Menor dimensão da fundação;
B' -	Coefficiente de turbulência;
B_z -	Razão de massa modificada;
c -	Constante de amortecimento;
c_{apar} -	Coesão aparente;
c_{cr} -	Amortecimento crítico;
c_{pa} -	Corda da pá;
c_s -	Expressão 2.104;
c_z -	Coefficiente de compressão elástica uniforme;
c_1 -	Coesão;
c' -	Comprimento da composição de hastes da sondagem SPT;
C_c -	Índice de compressão;
C_D -	Coefficiente de arrasto;
C_L -	Coefficiente de sustentação;
COELCE -	Companhia de energia elétrica do estado do ceará;
COPPE -	Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro;
CPT -	Cone Penetration Test Ensaio de Cone;
Cu	Coefficiente de uniformidade;
C_r -	Índice de recompressão;
C_1 -	Coefficiente de embutimento;
C_2 -	Coefficiente de deformações viscosas;
d -	Deslocamento estático;
d_c -	Fator de profundidade;
d_i -	Diâmetro;
d_q -	Fator de profundidade;
d_γ -	Fator de profundidade;

D -	Razão de amortecimento;
D' -	Força de arrasto;
D _h -	Diâmetro do furo;
D _L -	Profundidade de assentamento da fundação;
D _{min} -	Razões de amortecimento abaixo de 10 ⁻³ %;
D _{oed} -	Módulo confinado Módulo oedométrico;
D _R -	Densidade relativa;
D _s -	Diâmetro da sonda;
D _{sec} -	Módulo oedométrico secante;
D _{so} -	Módulo oedométrico secante a partir da origem;
DMT -	Dilatômetro de Marchetti;
DNER -	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem;
D ₁ -	Profundidade do solo abaixo da superfície do terreno;
D ₅₀ -	Diâmetro médio das partículas de solo;
e -	Eficiência;
e _c -	Excentricidade;
e _{max} -	Índice de vazios máximo;
e _{min} -	Índice de vazios mínimo;
E -	Módulo de Young Módulo de elasticidade;
E _c -	Módulo pressiométrico dentro das zonas do tensor esférico;
E _d -	Módulo pressiométrico dentro das zonas do tensor desviador;
E _D -	Módulo dilatométrico;
E _i -	Módulo de Young pressiométrico Módulo de elasticidade pressiométrico Módulo de elasticidade pressiométrico inicial Módulo de deformação pressiométrico;
E _{sec} -	Módulo de elasticidade secante;
E _t -	Energia teórica;
E _{tan} -	Módulo de elasticidade tangencial;
E _{ur} -	Módulo de descarregamento-recarregamento Módulo de deformação pressiométrico cíclico;
EUA -	Estados Unidos da América;
EF2 -	Expressão 2.27 considerando a integral da força ao quadrado no intervalo de tempo entre 0 e “tension cutoff”;
E2F -	Expressão 2.27 considerando a integral calculada até o tempo 2l'/c’;
E ₆₀ -	Energia correspondente a 60% da energia teórica da sondagem SPT;
f -	Frequência;
f _m -	Frequência de excitação;
f _n -	Frequência natural;
f _n -	Frequência amortecida;
f _{nr} -	Frequência natural reduzida;
f _{nz} -	Frequência natural correspondente a máxima amplitude;
f _s -	Fator de forma;
f _t -	Fator que considera o tempo de recalque;
f _l -	Fator de espessura compressível;
F -	Força;
F _a -	Força de arrasto;
F _{am} -	Força de amortecimento;

F_e	Força elástica;
F_i	Força de inércia;
F_g	Força global do vento sobre uma edificação;
F_m	Valor máximo da força externa;
F_r	Fator metereológico;
F_s	Coefficiente de recalque;
F_z	Força atuante na direção z;
F_1	Função de deslocamento;
F_2	Função de deslocamento;
F^2	Expressão 2.27;
F_1	Fator dependente da natureza do solo;
F_2	Fator dependente da natureza do solo;
g	Fator de pico;
g_c	Fator de inclinação do terreno;
g_q	Fator de inclinação do terreno;
g_γ	Fator de inclinação do terreno;
G	Módulo de cisalhamento
	Módulo de deformação cisalhante;
G'	Fator de rajada;
G_d	Módulo de deformação cisalhante pressiométrico no ciclo de descarga;
G_e	Módulo de deformação cisalhante elástico;
G_i	Módulo de cisalhamento pressiométrico inicial;
G_{max}	Módulo de deformação cisalhante máximo;
G_{pl}	Módulo de cisalhamento plástico;
G_{pm}	Módulo de deformação cisalhante pressiométrico na fase pseudo-elástica;
G_{sec}	Módulo de deformação cisalhante secante;
G_{ur}	Módulo de deformação cisalhante pressiométrico no ciclo de carga;
h	Altura, profundidade;
h_o	Altura de referência;
H	Força horizontal;
H_1	Profundidade do comprimento de onda;
H_e/B	Embutimento relativo;
HRB	Highway Research Board;
i_c	Fator de inclinação da carga;
I_d	Fator de profundidade da camada compressível;
I_h	Fator de espessura da camada compressível;
i_q	Fator de inclinação da carga;
I_s	Fator de forma da camada compressível;
I_{zi}	Índice de deformação específica;
i_γ	Fator de inclinação da carga;
IP	Índice de plasticidade do solo;
IPT	Instituto de Pesquisa Tecnológica;
I_D	Índice material do ensaio dilatométrico;
ISOPT	Comitê técnico sobre SPT;
ISSMFE	Technical Committee on Penetration Test of Soils;
IT	Intensidade turbulenta;
k	Constante de mola;
k'	Módulo de reação dinâmica;

k_{IP} -	Coefficiente que dependente do índice de plasticidade do solo;
k_o -	Coefficiente de empuxo no repouso;
k_p -	Fator de capacidade de carga;
k_z -	Constante de mola na direção z;
K -	Módulo de elasticidade volumétrico;
K_D -	Índice de tensão horizontal do ensaio dilatométrico;
K_v -	Relação entre v_R/v_S ;
K^1 -	Constante de calibração do acelerômetro;
l -	Comprimento;
l' -	Comprimento da composição de hastes da sondagem SPT;
L -	Maior dimensão da fundação;
L_R -	Comprimento da onda Rayleigh;
L' -	Força de sustentação;
M -	Momento fletor;
MB -	Método de Ensaio;
n -	Porosidade;
n' -	Total de pontos experimentados;
N -	Direção Norte;
N_c -	Fator de capacidade de carga;
N_{medido} -	N_{spt} obtido sob um determinado nível de energia medida;
N_q -	Fator de capacidade de carga;
N_{spt} -	Número de golpes do ensaio SPT para penetrar os últimos 30 cm do solo;
NBR -	Norma Brasileira Registrada;
N_{60} -	Índice de resistência à penetração correspondente e um nível de eficiência igual a 60%;
N_γ -	Fator de capacidade de carga;
OCR -	Razão de sobreadensamento;
p -	Pressão uniforme de compressão;
p' -	Parâmetro obtido em função da categoria da rugosidade;
p^* -	Fator meteorológico;
p_a -	Pressão atmosférica;
p_f -	Pressão de fluência;
p^t -	Constante obtida em função do tipo de terreno;
p_l -	Pressão limite;
p_l^* -	Pressão limite efetiva;
P -	Pressão do vento;
PAF -	Pressiômetro auto-perfurante;
P_c -	Pressão obtida pela curva da perda de pressão da calibração do PMT;
P_c' -	Pressão do início do descarregamento utilizado na proposta de Byrne et al (1990);
PDA -	Pile Driving Analyzer;
PDI -	Pile Dynamics Incorporation;
P_e -	Carga estática equivalente;
P_1 -	Pressão correspondente a uma expansão de 1,1 mm no ensaio dilatométrico
PMT -	Ensaio Pressiométrico;
PMT_{inf} -	Limite inferior do ensaio pressiométrico;
PMT_{sup} -	Limite superior do ensaio pressiométrico;

P_o -	Pressão correspondente a uma expansão de 0,05 mm no ensaio dilatométrico;
P_o' -	Pressão horizontal no repouso utilizado na proposta de Byrne et al (1990);
P_s -	Peso do solo em vibração;
$P(t)$ -	Pressão dinâmica do vento;
PUC -	Pontifícia Universidade Católica;
P_v -	Peso da máquina mais fundação;
P_z -	Amplitude da força na direção z;
$\overline{P}(z)$	Pressão global do vento;
PUC -	Pontifícia Universidade Católica;
q -	Pressão dinâmica;
q' -	Tensão líquida aplicada;
q'' -	Tensão aplicada;
q_a -	Tensão aplicada;
q_c -	Resistência de ponta do cone;
q_{rup} -	Tensão de ruptura do solo;
q_{ult} -	Tensão última;
$q(z)$ -	Pressão dinâmica em relação à altura;
Q -	Força de excitação;
Q_o -	Amplitude da força de excitação;
r -	Raio do elemento da pá;
r' -	Coefficiente de rugosidade;
r_o -	Raio da área circular;
R'	Coefficiente de ressonância;
Re -	Número de Reynolds;
R^2 -	Coefficiente de determinação;
s -	Recalque;
s_c -	Fator de forma;
s_q -	Fator de forma;
s_γ -	Fator de forma;
S -	Grau de saturação;
SEINFRA -	Secretaria de infra-estrutura do estado do Ceará;
SP -	Subgrupo de solo do sistema SUCS;
SPT -	Ensaio a Percussão Standard Penetration Test Número de golpes para penetração dos últimos 30 cm no solo;
SPTF -	Standart Penetration Test, with Friction Measurement;
SPT_{inf} -	Limite inferior da sondagem à percussão;
SPT_{sup} -	Limite superior da sondagem à percussão;
SPT-T -	Ensaio a Percussão com medida de torque;
S_u -	Resistência não drenada;
SUCS -	Sistema Unificado de Classificação de Solos;
S_1 -	Fator topográfico;
S_2 -	Fator que leva em consideração o efeito combinado da rugosidade, da variação da velocidade do vento com a altura e das dimensões da edificação;
S_3 -	Fator topográfico, baseado em conceitos estatísticos e que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação;

t -	Variável tempo;
T -	Período fundamental da estrutura;
TEEH -	Turbinas eólicas de eixo horizontal;
T_{spt} -	Torque da sondagem à percussão;
T/N -	Relação entre o valor do torque (T_{spt}) medido e o valor do índice de resistência à penetração (N_{spt}) da sondagem a percussão;
u -	Velocidade do escoamento;
u' -	Velocidade média na altura z;
u_o -	Porosidade;
u'_{ref} -	Velocidade média a uma altura de referência, z_{ref} ;
UFC -	Universidade Federal do Ceará;
UFPB -	Universidade Federal da Paraíba;
UFRGS -	Universidade Federal do Rio Grande do Sul;
UFRJ -	Universidade Federal do Rio de Janeiro;
UFS -	Universidade Federal de Sergipe;
UnB -	Universidade de Brasília;
UNIFOR -	Universidade de Fortaleza;
USP -	Universidade de São Paulo ;
v -	Velocidade do vento a uma altura h;
v_{cal} -	Velocidade do vento prevista por ajuste;
v_k -	Velocidade característica do vento;
v_o -	Velocidade básica do vento;
v_o' -	Velocidade do vento a uma altura h_o ;
\bar{v}_p -	Velocidade média de projeto;
v_p -	velocidade de propagação de ondas de compressão;
v_R -	velocidade da onda Rayleigh;
v_S -	velocidade de propagação de ondas de cisalhamento;
$v_{S,P}$ -	Velocidade de propagação da onda, de cisalhamento ou de compressão;
V -	Força vertical;
V_c -	Volume obtido da curva da perda de volume da calibração do PMT;
V_m -	Volume médio da cavidade;
V_o -	Volume inicial da cavidade;
V_f -	Volume referente à pressão de fluência;
V_s -	Volume da célula central de medida da sonda;
V_1 -	Volume na curva pressiométrica no início do trecho pseudo-elástico;
V_2 -	Volume na curva pressiométrica no fim do trecho pseudo-elástico;
w -	Umidade;
w_{adm} -	Recalque admissível;
W -	Força peso;
W_v -	Velocidade relativa do vento;
W_t -	Energia transferida à haste da sondagem SPT;
x -	Distância ou deslocamento na direção horizontal;
z -	Deslocamento na direção vertical;
z_e -	Recalque elástico;
Z -	Cota da altura para a determinação da pressão dinâmica;
Z_r -	Altura de referência;
α -	Coefficiente obtido por ajuste;
α_D -	Coefficiente da Eq. 2.35 igual a 34,7 para um diâmetro da membrana flexível de 60 mm e para uma expansão de 1,1 mm;

α_p -	Fator reológico;
α_z -	Fator multiplicador de D;
δ -	Densidade real dos grãos;
δ' -	Constante de fase;
ε -	Deformação;
ε_v -	Variação volumétrica;
ϕ -	Ângulo de atrito;
ϕ_{cv} -	Ângulo de atrito a volume constante;
γ -	Deformação cisalhante;
γ_c -	Amplitude da deformação cisalhante;
γ_d -	Peso específico seco;
γ_{dmax} -	Peso específico seco máximo;
γ_{dmin} -	Peso específico seco mínimo;
γ_n -	Peso específico natural do solo;
γ_n' -	Peso específico natural do solo abaixo da base da fundação;
γ_s -	Peso específico dos grãos de solo
γ_w -	Peso específico da água
η_z -	Fator multiplicador;
λ_c -	Fator de forma esférico;
λ_d -	Fator de forma desviador;
μ -	Fator de majoração;
μ' -	Coefficiente de fadiga;
ν -	Viscosidade cinemática;
θ_x -	Deslocamento angular em torno da direção x;
θ_y -	Deslocamento angular em torno da direção y;
θ_z -	Deslocamento angular em torno da direção z;
ρ -	Massa específica do solo Densidade;
ρ_{ar} -	Densidade do ar;
σ -	Tensão;
σ_{adm} -	Tensão admissível;
σ_{aplic} -	Tensões estáticas transmitidas;
σ_{ho} -	Tensão horizontal no repouso;
σ_{max} -	Tensão máxima;
σ_{min} -	Tensão mínima;
σ_o -	Pressão confinante efetiva;
σ_{oct} -	Tensão octaédrica;
σ_{vo} -	Tensão vertical;
σ'_{va} -	Tensão vertical efetiva de pré-adensamento;
σ'_{vo} -	Tensão vertical efetiva;
τ -	Tensão cisalhante;
τ_c -	Amplitude da tensão cisalhante;
ν -	Coefficiente de Poisson;
ω -	Frequência circular natural;
ω' -	Frequência circular do movimento amortecido;
ω'' -	Frequência circular de atuação da força externa;
ξ -	Erro;

Δp -	Varição de pressão;
$\Delta P_c'$ -	Varição da pressão na descarga de um ciclo de descarga-recarga utilizado na proposta de Byrne et al (1990);
Δx -	Deslocamento linear na direção x;
Δy -	Deslocamento linear na direção y;
Δz -	Deslocamento linear na direção z;
ΔV -	Varição de volume.

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO GERAL

Alguns tipos de máquinas operam a certas frequências e podem muitas vezes produzir vibrações nocivas às estruturas das construções. Felizmente, essas vibrações indesejáveis podem ser controladas de forma a não serem transmitidas na íntegra às fundações das construções. Na prática isso é possível fazendo com que a frequência das máquinas apresentem uma certa distância da frequência das fundações evitando o fenômeno da ressonância que poderia causar danos e, até mesmo, a ruína da construção. A estimativa dos movimentos, que tanto podem ser de translação como de rotação, do sistema máquina-fundação-solo é mais comumente realizada pelo método em que o solo é considerado homogêneo, isotrópico, elástico e semi-infinito (Richart et al., 1970) e o método em que o solo é substituído por molas lineares sem peso (Barkan, 1962). Para a utilização de qualquer um desses métodos é necessário a determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos que são obtidos a partir de ensaios que tanto podem ser de campo quanto de laboratório. Na prática, ensaios de campo são os preferíveis em trabalhos dessa natureza por não apresentarem problemas de amolgamento durante a amostragem.

Máquinas como turbinas, compressores, motores, geradores e até pequenas máquinas usadas em fábricas podem provocar vibrações nas estruturas das construções. Nesse contexto, destaca-se a utilização de aerogeradores que aparecem como alternativa para a geração de energia elétrica na região Nordeste e, em particular, no Estado do Ceará.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral a avaliação das metodologias de projeto das fundações dos aerogeradores assentes em areias de dunas que recentemente vêm sendo implantados ao longo da costa cearense. Muitas vezes, os projetos das fundações destes aerogeradores já vêm prontos de outros países, ficando a cargo dos projetistas brasileiros apenas traduções e pequenas adaptações.

Especificamente, com a realização desta pesquisa pretendeu-se ainda:

- Nortear os trabalhos de investigações geotécnicas para a realização dos projetos dos aerogeradores;
- Verificar a influência e a sensibilidade dos parâmetros dinâmicos dos solos, em particular o módulo de cisalhamento (G), em projetos de fundações considerando distintas formas de obtenção;
- Avaliar as metodologias de projeto de fundações de aerogeradores;
- Sugerir procedimentos de projeto adequados a esse tipo de fundação.

1.3 METODOLOGIA UTILIZADA

Inicialmente, neste trabalho, foi realizada uma revisão bibliográfica abordando os principais aspectos relacionados com o projeto de fundações de aerogeradores. Dentre os assuntos de interesse destacam-se: os parâmetros dinâmicos dos solos, o comportamento dinâmico/cíclico dos solos e os fundamentos de dinâmica das fundações. Este levantamento bibliográfico foi realizado de modo a estabelecer uma base teórica relacionada ao escopo do trabalho.

Após o levantamento bibliográfico foi feita a seleção dos ensaios necessários para o estudo em questão. Em seguida, procedeu-se às devidas caracterizações necessárias à realização da pesquisa. Neste sentido, caracterizou-se os ventos da região estudada e a geometria de um aerogerador, realizou-se um monitoramento estrutural, em campo, e alguns ensaios estruturais em túnel de vento. Em seguida, fez-se uma caracterização geológica e geotécnica do local estudado a partir de ensaios de laboratório e de campo.

Uma vez realizadas as caracterizações mencionadas, os resultados dos ensaios de campo, da monitoração estrutural e dos ensaios em túnel de vento foram analisados com vistas à previsão do comportamento das fundações do aerogerador estudado, comparando-se e discutindo-se as diferentes metodologias utilizadas.

Por fim, discutiu-se sobre a possibilidade de redução das dimensões das fundações do aerogerador estudado.

1.4 ESTRUTURA DA TESE

O presente trabalho é estruturado em 5 capítulos. Neste primeiro capítulo o tema é apresentado e o objetivo é proposto. O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre a energia eólica e o vento, os aerogeradores e os esforços atuantes, parâmetros dinâmicos dos solos, comportamento dinâmico/cíclico dos solos e os fundamentos da dinâmica das fundações. No capítulo 3 apresenta-se uma caracterização dos ventos da região estudada e do aerogerador, um monitoramento estrutural e os ensaios estruturais realizados em túnel de vento. Em seguida, faz-se uma caracterização geológica e geotécnica do local estudado a partir de ensaios de laboratório e de campo. No capítulo 4 são analisados os resultados dos ensaios de campo, da monitoração estrutural e dos ensaios em túnel de vento para a previsão do comportamento das fundações do aerogerador estudado, comparando-se as diferentes metodologias utilizadas. Finalmente, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ENERGIA EÓLICA

2.1.1 EXPLORAÇÃO DE ENERGIA EÓLICA

A energia eólica é uma fonte inesgotável de energia que utiliza o vento como fonte de energia elétrica e que, devido ao acelerado desenvolvimento tecnológico dos últimos anos, vem se tornando cada vez mais competitiva. Atualmente algumas empresas, quase sempre estrangeiras, são capazes de produzir aerogeradores de longa vida útil, grande confiabilidade operacional e alta eficiência que têm conseguido alcançar custos de produção de eletricidade cada vez menores. Segundo dados da Companhia Energética do Estado do Ceará o preço do MWh caiu de 300 dólares em 1980 para 56 dólares em 1995, em nível internacional. Segundo Pereira (1993), na Califórnia (EUA) o custo da energia produzida pelo vento estava em torno de 7 centavos de dólar por cada kWh para velocidades médias do vento de 7 m/s. No Nordeste do Brasil estima-se que o custo da energia esteja em torno de 5 a 7 centavos de dólar por cada kWh.

Um outro fator que está altamente associado à crescente utilização de energia eólica no mundo é o fato de sua exploração ser ecologicamente favorável, não causando problemas ambientais e utilizando uma fonte inesgotável, o vento. Isso proporciona economias importantes no consumo de combustíveis fósseis, principalmente de petróleo, que pode ser destinado a outros fins.

No mundo, existem mais de 20000 turbinas eólicas em operação, tendo a produção de energia elétrica aumentado de 2 bilhões de kWh em 1993 (Pereira, 1993) para 9 bilhões de kWh em 2002 (COELCE, 2002).

No Brasil, o interesse pela exploração de energia eólica para produção de eletricidade é recente. A partir de 1974, com a crise do petróleo, algumas universidades e instituições de pesquisa iniciaram alguns trabalhos isolados de desenvolvimento de aerogeradores em algumas regiões do País. Os resultados de algumas dessas pesquisas

indicaram alguns estados da região Nordeste, como o Ceará, Rio Grande do Norte e Pernambuco (Fernando de Noronha) como favoráveis para esse tipo de exploração.

Os primeiros protótipos de aerogeradores foram construídos no Rio Grande do Norte, em 1977, e desativados por problemas de corrosão e fadiga. A primeira turbina eólica de porte médio destinada à geração comercial de energia elétrica foi construída em Pernambuco, na ilha de Fernando de Noronha.

No Estado do Ceará, atualmente encontra-se em funcionamento o parque eólico do Mucuripe (2,4 MW) que tem interligadas ao seu sistema elétrico as maiores usinas eólicas em operação da América do Sul, ou seja, a usina eólica da Prainha (10 MW) e a usina eólica da Taíba (5 MW). O Estado tem perspectivas de, a curto prazo, executar alguns novos e importantes projetos eólicos, como por exemplo os de Paracuru e Camocim, que totalizarão 60 MW. A Figura 2.1 mostra as principais usinas eólicas atualmente em operação no Brasil.



Figura 2.1 - Principais usinas eólicas em operação no Brasil (Site Energia Eólica, 2005).

Segundo dados da Companhia de Energia Elétrica do Estado do Ceará a velocidade média anual do vento nas áreas mais favoráveis do litoral cearense é de 8 m/s e o potencial eólico bruto do estado é estimado em 2371 MW disponibilizando, para um fator médio de 35 % de energia eólica em eletricidade, cerca de 2 bilhões de kWh

por ano. Para se dar uma noção da ordem de grandeza esse valor corresponde a duas vezes o consumo do Estado do Ceará em 1995.

Vale destacar ainda que o Ceará vem sendo considerado uma das melhores regiões do mundo para o aproveitamento eólico, não apenas pelo potencial dos ventos alísios, como também pela crescente demanda de energia resultante de seu desenvolvimento econômico (SEINFRA, 2000). Ventos alísios são o contínuo movimento de massas de ar da superfície em direção às regiões de menor pressão da aquecida faixa equatorial.

2.1.2 CARACTERÍSTICAS DO VENTO

Para uma melhor compreensão do comportamento dinâmico da estrutura de um aerogerador é fundamental que se adquira, além de uma série de conceitos de dinâmica estrutural, alguns conceitos a respeito das características do vento.

Os movimentos atmosféricos e os efeitos topográficos são pré-requisitos para o entendimento da atuação do vento durante a operação dos aerogeradores.

- **Movimentos Atmosféricos**

Os movimentos atmosféricos variam desde os chamados movimentos aleatórios de moléculas individuais até movimentos de circulação zonal. Em meteorologia, é comum o agrupamento desses movimentos em microescala, mesoescala e escala sinótica. Na microescala os movimentos não superam 20 km e ocorrem em intervalos de tempo menores que uma hora. Na escala sinótica ocorrem movimentos acima de 500 km em períodos de tempo acima de dois dias. Na mesoescala os movimentos apresentam características intermediárias entre os movimentos de microescala e de escala sinótica.

Os principais fatores que intervêm na circulação atmosférica são os fenômenos da radiação solar e da rotação da terra. Metade da energia emitida pelo sol que incide na superfície é absorvida. A outra metade é dissipada na atmosfera por efeito das nuvens, poeira, vapor d'água, etc. A radiação devolvida pela superfície terrestre é chamada de radiação terrestre e acontece por reflexão, condução e convecção. A reflexão depende

do tipo da superfície; por exemplo, superfícies com baixa capacidade de absorção apresentam elevada reflexão. A condução ocorre numa finíssima camada de ar aderida à superfície, de cerca de 1mm. A convecção envolve a troca de massas de ar que podem ocorrer, por exemplo, pela presença de diferenças de densidade de massas de ar.

Dessa forma, a radiação terrestre gera o aquecimento do ar que apresenta variações em função do mês do ano, momento do dia, latitude, condições climáticas, etc. Isso dá continuamente origem a gradientes de pressão horizontal e vertical em toda a atmosfera que mantém o ar em movimento.

A rotação da terra também influencia a circulação atmosférica. A inércia tende a empurrar as massas de ar frio para perto da superfície da terra e para o oeste, enquanto que o ar quente, na camada superior da atmosfera, é desviado para leste. Isto causa um movimento das massas de ar em torno das áreas de baixa pressão.

A inclinação do eixo de rotação da Terra em relação ao plano de sua órbita ao redor do Sol provoca um desigual aquecimento no planeta que faz com que haja, em cada hemisfério, três zonas de pressões distintas, a célula tropical, a temperada e a polar. Isso origina ventos entre as regiões de alta pressão (latitude de 30°) e baixa pressão (Equador).

- **Efeitos Topográficos**

Alguns efeitos que ocorrem devido à forma topográfica, como gradiente de velocidade do vento, brisas marítimas e terrestres e os ventos anabáticos e catabáticos, influenciam localmente a circulação do ar de uma determinada região.

Quanto ao gradiente de velocidade do vento, tem-se a presença de forças horizontais na superfície terrestre devido a sua rugosidade (presença de vegetação, tipo de solo, etc), ocorrência de obstáculos e outras características topográficas que provocam retardamento do fluxo de vento. Essas forças de “atrito” diminuem com a altura, até uma altitude onde o vento flui livremente, chamada de atmosfera livre, que em geral ocorre à cerca de 3000m. Geralmente, representa-se a variação da velocidade do vento com a altura por uma função exponencial, como a seguir:

$$v = v_o' \cdot \left(\frac{h}{h_o}\right)^{p^t} \quad (2.1)$$

onde v_o' é a velocidade do vento a uma altura h_o medida em campo e que, geralmente, corresponde a 10m, v é a velocidade do vento a uma altura h que se deseja determinar e p^t é uma constante cujo valor varia de 0,10 a 0,40 e depende das condições topográficas do local (Figura 2.2a).

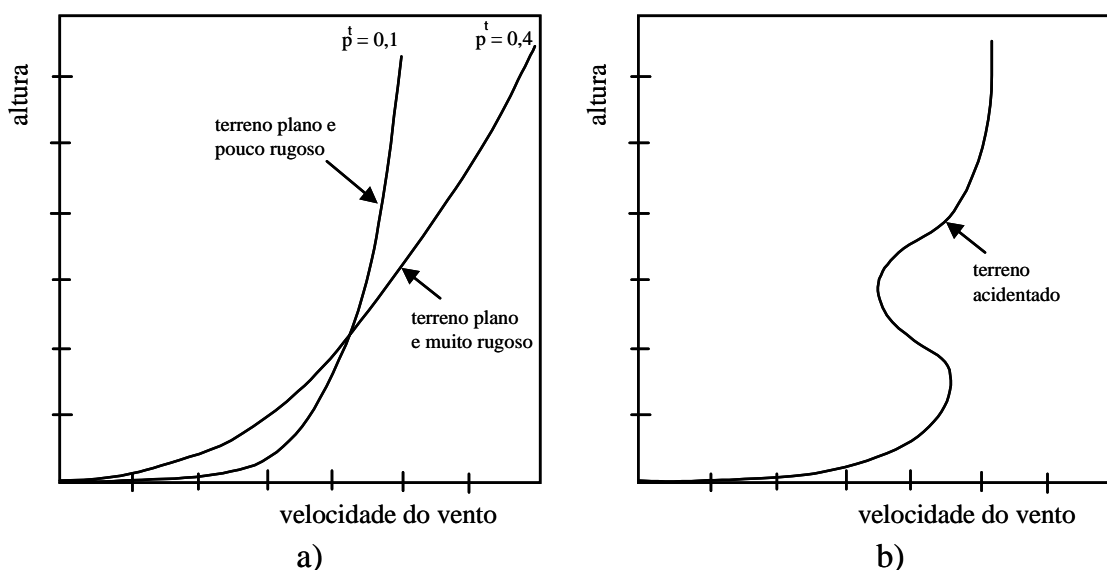


Figura 2.2 – Efeito do tipo de terreno na variação da velocidade do vento com a altura a) terrenos planos b) terrenos acidentados (Pereira, 1993 com modificações).

Em geral, terrenos planos e pouco rugosos apresentam pequenos gradientes de velocidade e baixos valores de p^t , enquanto que terrenos muito rugosos apresentam elevadas variações de velocidade com a altura, e maior turbulência, favorecendo valores mais elevados para p^t . Terrenos muito acidentados podem provocar variações de velocidade bastante irregulares (Figura 2.2b).

As brisas marítimas e terrestres ocorrem por um processo de propagação de calor chamado de convecção, que caracteriza-se pelo deslocamento do próprio material aquecido, tendo como origem diferenças de pressão em áreas costeiras e ocorrendo sempre que há diferenças de temperatura consideráveis entre a terra e a água do mar adjacente. O fenômeno ocorre da seguinte maneira: durante o dia o ar que está sobre o continente está mais quente, pois o calor específico do solo é bem menor que o da água.

O ar quente, então, se expande, fica mais leve e sobe forçando o ar frio, que é mais pesado, e está sobre o mar, a tomar o seu lugar (brisa marítima). À noite, este fluxo se inverte, já que o solo se resfria mais rapidamente que o mar (brisa terrestre).

Os ventos anabáticos e catabáticos são frequentes em montanhas e vales. Durante o dia, o ar mais quente que se encontra nas encostas das montanhas sobe e, o ar frio acima dele toma seu lugar, gerando os ventos anabáticos. No período da noite, o sentido do fluxo é invertido gerando os ventos catabáticos.

2.2 AEROGERADORES

Existem vários tipos de aerogeradores que, em geral, são classificados pela posição do eixo do rotor em relação à direção do vento, em aerogeradores de eixo vertical e aerogeradores de eixo horizontal.

- **Aerogeradores de eixo vertical**

Os aerogeradores de eixo vertical possuem, logicamente, um eixo vertical e aproveitam o vento atuante em qualquer direção. A principal vantagem desse tipo de turbina é não necessitar de mecanismos de direcionamento. Por outro lado, apresentam a desvantagem de sua pás terem constantemente alterados os ângulos de ataque e de deslocamento, gerando forças resultantes alternadas que, além de limitar seu rendimento, causam elevadas vibrações na estrutura. Os aerogeradores desse tipo mais comumente utilizados são o Savonius e o Darrieus (Figura 2.3).



a)



b)

Figura 2.3 - Aerogeradores de eixo vertical a) Savonius b) Darrieus (Site Fontes Renováveis, 2006).

O aerogerador Savonius é mais indicado para pequenos sistemas de bombeamento d'água, onde o reduzido custo de construção compensa seu menor rendimento. Já o aerogerador Darrieus apresenta rendimento mais elevado, no entanto, por utilizar sistemas de transmissão mais complexos, tem sido pouco utilizado. De forma geral, os aerogeradores de eixo vertical são mais utilizados para moagem de grãos, recarga de baterias e irrigação.

- **Aerogeradores de eixo horizontal**

Aerogeradores que possuem eixo horizontal fixo são também chamados de turbinas eólicas de eixo horizontal (TEEH). Estruturalmente são muito semelhantes aos helicópteros sendo constituídos de alguns componentes estruturais que possuem rotação relativa entre si e que os distinguem da maioria das estruturas encontradas na engenharia. Na Figura 2.4 mostra-se esquematicamente os componentes básicos de um aerogerador de eixo horizontal.

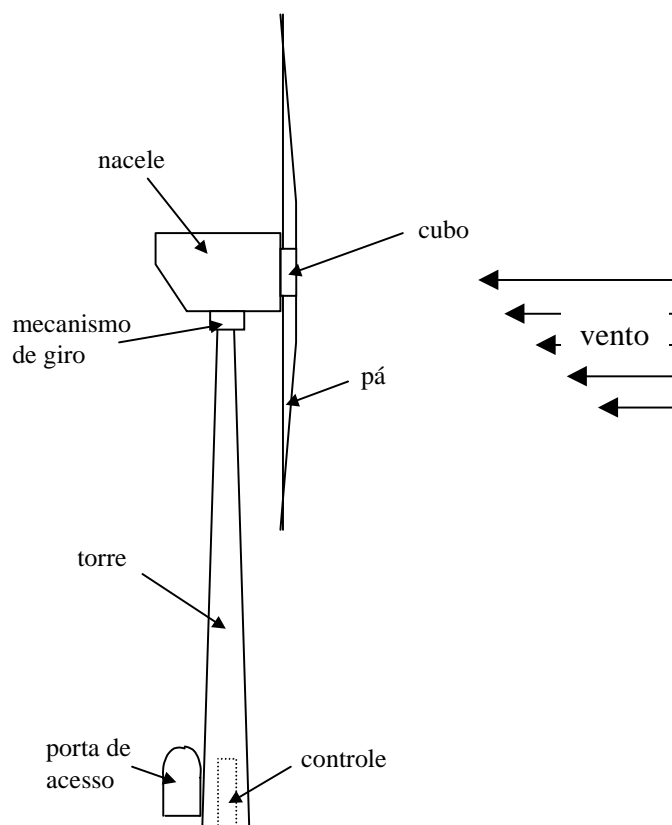


Figura 2.4 - Componentes básicos de um aerogerador de eixo horizontal.

Estes aerogeradores necessitam de um mecanismo de giro que permita a mudança do posicionamento do eixo do rotor com relação à direção do vento para um melhor aproveitamento global.

Os aerogeradores de eixo horizontal podem ser agrupados em aerogeradores de pás múltiplas e aerogeradores de duas ou três pás, conforme ilustração da Figura 2.5.

Os aerogeradores de pás múltiplas têm, em geral, 16 a 32 pás e representam a maioria das instalações eólicas utilizadas para bombeamento d'água. O seu melhor rendimento encontra-se a baixas velocidades que o torna pouco indicado para geração de energia elétrica. Os aerogeradores de duas ou três pás, formam o padrão dos rotores utilizados nos aerogeradores mais modernos. Seu melhor rendimento ocorre com velocidades mais elevadas, no entanto, apresenta rendimento aceitável a velocidades reduzidas.



a)



b)

Figura 2.5 - Aerogeradores de eixo horizontal a) Pás múltiplas (Site Fontes Renováveis, 2006) b) Duas ou três pás (Foto do autor).

O padrão de aerogeradores utilizados para geração de energia elétrica na atualidade é o seguinte: eixo horizontal fixo, três pás, alinhamento ativo, gerador de indução e estrutura não-flexível.

Mais recentemente, observa-se a utilização de componentes bastante flexíveis que proporcionam elevadas amplitudes de vibração provocando grandes forças inerciais e, em alguns casos, instabilidades.

O maior aerogerador do mundo encontra-se na cidade de Brunsbüttel, no Nordeste da Alemanha. O protótipo pesa 1150 tf e atinge 183 m de altura. Possui três pás, cada uma com 61,5 m de comprimento, que giram a uma frequência de 7 a 12 rpm e cruzam uma superfície equivalente a dois campos de futebol. O 5M, da Repower Systems, é o primeiro da classe de 5MW e, sob condições favoráveis de vento, produz energia capaz de abastecer 4500 residências de três pessoas. A fundação do aerogerador apóia-se sobre 40 estacas de concreto armado, cada uma com 24 m de comprimento.

A obtenção das cargas de projeto é uma questão crucial nos projetos estruturais de aerogeradores. A característica turbulenta do vento provoca importantes esforços dinâmicos que, segundo Pereira (1993), quase sempre são superiores aos estimados. Dentre as razões da dificuldade de se expressar matematicamente as forças aerodinâmicas de projeto pode-se citar:

- O fluxo de vento que atinge a turbina é totalmente aleatório;
- As frequências de excitação do vento estão inseridas numa ampla faixa que incluem as próprias frequências naturais da estrutura;
- A ocorrência de vórtices e ventos cruzados durante a operação das máquinas afetam de forma significativa as cargas dinâmicas na estrutura do aerogerador;
- Operações de frenagem e controle aerodinâmico ativo proporcionam a ocorrência de forças transientes.

Para Carvalho (1990), o efeito das forças aerodinâmicas sobre os edifícios depende de uma série de fatores, dentre os quais estão a velocidade e a direção do vento, a altura, a forma, o amortecimento e a distribuição de massa na estrutura.

Alguns outros fenômenos influenciam a maneira na qual a velocidade do vento atinge um aerogerador, tais como o gradiente de velocidade do vento, a sombra da torre, o desalinhamento e a inclinação do eixo do rotor.

Mesmo se o fluxo de vento fosse constante haveria uma variação do vento no disco do rotor devido ao gradiente de velocidade ao longo da altura cuja causa está relacionada com a topografia e a rugosidade do terreno, como já foi discutido anteriormente.

A sombra da torre é o efeito da torre de um aerogerador, como obstáculo ao fluxo de vento, e que depende do seu tipo (treliçada ou tubular) e suas dimensões. Instantes antes de uma pá passar por trás da torre ocorre uma elevação da velocidade do vento e posteriormente grande redução, que provoca uma distribuição desigual de forças no rotor. Esse fenômeno é crítico em aerogeradores cujo rotor fica posicionado atrás da torre com relação ao sentido de incidência do vento (Pereira, 1993).

Em muitos momentos da operação, o rotor do aerogerador não fica orientado perpendicularmente ao vento incidente (desalinhamento do eixo do rotor). Esse desalinhamento provoca uma componente adicional da velocidade do vento sobre o plano de rotação que estará, em certos momentos, acelerando a pá e, em outros, desacelerando.

Inclinações do eixo do rotor muitas vezes são necessárias para evitar colisões de pás muito longas e flexíveis com a torre. Na prática, o efeito devido a inclinação do eixo do rotor é semelhante ao do seu desalinhamento.

As forças que atuam nos aerogeradores podem ser classificadas como determinísticas ou não determinísticas.

2.2.1 FORÇAS DETERMINÍSTICAS

As forças determinísticas são aquelas que podem ser determinadas quantitativamente e são divididas em forças aerodinâmicas e mecânicas.

a) Forças Aerodinâmicas

Os esforços aerodinâmicos que atuam no rotor de um aerogerador podem ser determinados pela teoria do elemento de pá, que parte da análise independente de pequenas seções radiais das pás (Pereira, 1993), pelo método dinâmico aproximado de Davenport (Carvalho, 1990), pelos métodos dinâmicos aproximados da NBR 6123/87 (ABNT, 1987) ou ainda pelo modelo dinâmico consistente para a carga de vento.

- **Teoria do elemento de pá**

Por essa teoria a pá é dividida em pequenos elementos radiais que são considerados com as mesmas propriedades aerodinâmicas. O procedimento do método é o de calcular os esforços de cada elemento infinitesimal da pá e, posteriormente, obter o esforço total pela integração ao longo de todo o seu comprimento.

Os esforços que atuam em cada seção do elemento de uma pá são: a força de arrasto (dD') e a força de sustentação (dL') que podem ser obtidas pelas seguintes expressões:

$$dD' = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot c_{pa} \cdot C_D \cdot W_v^2 \cdot dr \quad (2.2)$$

$$dL' = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot c_{pa} \cdot C_L \cdot W_v^2 \cdot dr \quad (2.3)$$

onde ρ_{ar} é a densidade do ar, c_{pa} é a corda da pá, C_D é o coeficiente de arrasto, C_L é o coeficiente de sustentação, W_v é a velocidade relativa do vento e r é o raio do elemento da pá.

Vale esclarecer que corda é o comprimento da seção transversal de uma pá, medida entre a borda de ataque e a sua parte traseira.

Os coeficiente de sustentação, C_L , e de arrasto, C_D , podem ser obtidos experimentalmente em túneis de vento e a velocidade relativa, W , possui duas componentes uma axial e outra rotacional que são obtidas em função da distância do elemento infinitesimal e o centro do rotor, da velocidade do vento não perturbado, da velocidade da pá devido à rotação do rotor e da velocidade da pá devido à rotação do rotor.

Para o grupo dos aerofólios (asas, pás, velas, etc) convencionou-se que a força de arrasto, D' , seja medida na direção do fluxo de vento e a força de sustentação, L' , é medida perpendicularmente à direção do vento.

- **Método dinâmico aproximado de Davenport**

Por esse método a pressão em um ponto qualquer da estrutura é dada por:

$$P = G' \cdot \bar{P}(z) \quad (2.4)$$

onde P é a pressão do vento devida aos efeitos da componente da velocidade média e da componente da velocidade dinâmica, G' é o fator de rajada e $\bar{P}(z)$ é a pressão global devida à ação do vento obtida em túneis de vento ou pela NBR 6123/87, correspondente à pressão exercida pela força de arrasto sobre a superfície efetiva (pressão estática).

O fator de rajada, G' , é obtido por:

$$G' = 1 + g \cdot r' \cdot \sqrt{B' + R'} \quad (2.5)$$

onde g é o fator de pico obtido em função da frequência fundamental e do período de ação, r' é o coeficiente de rugosidade que depende da natureza do terreno e da altura do edifício, B' é o coeficiente de turbulência função da altura do edifício e R' é o coeficiente de ressonância.

A força devida à ação estática e dinâmica do vento é obtida multiplicando-se P pela área frontal efetiva da estrutura (A_e).

- **Método da Norma Brasileira de ventos**

A Norma NBR 6123/87 (ABNT, 1987) fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeito de cálculo de edificações.

A determinação das forças estáticas devidas ao vento é realizada, inicialmente, a partir da obtenção da velocidade básica do vento (v_o), adequada ao local onde a estrutura será construída (Figura 2.6).

Vale observar que a velocidade básica do vento (v_o) é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

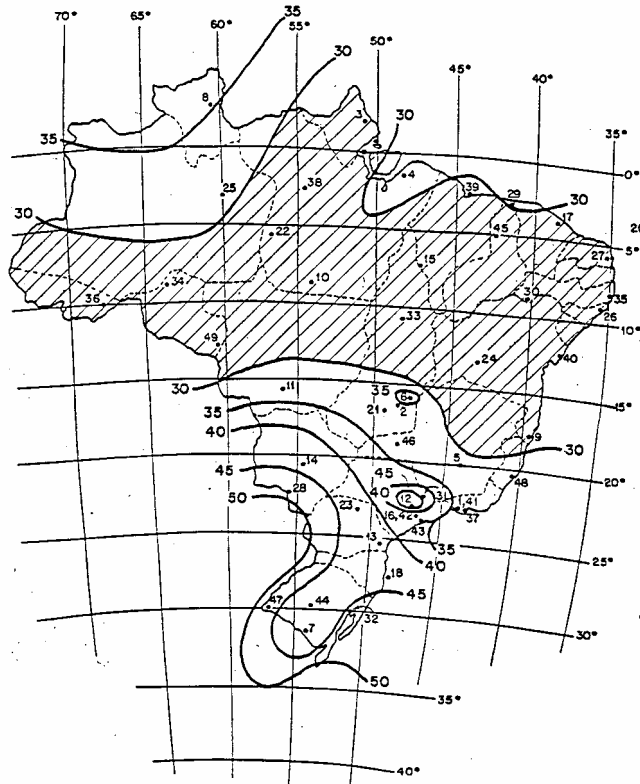


Figura 2.6 – Isopletas da velocidade básica (v_o) em m/s (ABNT, 1987).

A velocidade característica do vento (v_k) é determinada em função da velocidade básica do vento utilizando-se a seguinte equação:

$$v_k = v_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.6)$$

onde S_1 é o fator topográfico, que leva em consideração as variações do relevo do terreno, $S_2 = b_1 \cdot F_r \cdot (z/10)^{p^*}$ é um fator que leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, b_1 , F_r e p^* são fatores meteorológicos e S_3 é um fator topográfico, baseado em conceitos estatísticos e que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

A velocidade característica do vento (v_k) permite determinar a pressão dinâmica (q) pela seguinte expressão:

$$q = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (2.7)$$

sendo v_k em m/s e q em N/m^2 .

A força global do vento sobre uma edificação (F_g), ou parte dela, é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. Segundo a NBR 6123/87 (ABNT, 1987) a componente da força global na direção do vento é a força de arrasto (F_a) que é obtida por:

$$F_a = C_D \cdot q \cdot A_e \quad (2.8)$$

onde C_D é o coeficiente de arrasto, q é a pressão dinâmica e A_e é a área frontal efetiva.

O cálculo da resposta dinâmica total devido ao efeito da ação do vento pode ser tratado de duas maneiras, a saber:

- modelo contínuo simplificado;
- modelo discreto.

O modelo contínuo simplificado é indicado para edificações com seções constantes e distribuição de massa uniforme e o modelo discreto é aplicável em casos gerais de edificações com propriedades variáveis ao longo da altura.

No modelo contínuo simplificado a variação da pressão dinâmica em relação à altura é dada por uma equação contínua do tipo:

$$q(z) = \bar{q}_o \cdot b'^2 \cdot (Z/Z_r)^{2p'} + (h/Z_r)^{p'} \cdot (Z/h)^\gamma \cdot \frac{(1+2\gamma)}{(1+p'\gamma+p')} \cdot \xi \quad (2.9)$$

Onde: $\bar{q}_o = 0,613 \cdot \bar{v}_p^2$ (\bar{q}_o em N/m^2 e \bar{v}_p em m/s), \bar{v}_p é a velocidade média de projeto sobre 10 min a 10m da superfície do solo, h é a altura da estrutura, Z é a cota da altura para a determinação da pressão dinâmica, Z_r é a altura de referência e p' e b' são parâmetros obtidos em função da categoria da rugosidade.

No modelo discreto a estrutura é discretizada em um número de graus de liberdade de acordo com as variações importantes nas suas características. A resposta

dinâmica neste caso é calculada pela superposição da contribuição de cada modo de vibração.

- **Modelo dinâmico consistente para a carga de vento**

Este método é originário da Norma Húngara, e a fórmula é uma função coseno que pondera os efeitos dinâmicos do vento sobre os edifícios, onde a altura deve ser maior que cinco vezes a menor dimensão em planta. Nestes casos, a carga pode ser obtida por:

$$P(t) = \mu.P.[0,8 - 0,2.\cos(2\pi.t/T)] \quad (2.10)$$

onde T é o período fundamental da estrutura ou o limite de 4s, t é a variável tempo, P é a pressão do vento devida aos efeitos da componente da velocidade média (pressão estática) e $\mu = 1 + 0,1.T$ é o fator de majoração ($\mu \leq 1,4$).

b) Forças Mecânicas (inerciais)

Estão incluídas no grupo das forças mecânicas a força gravitacional, o ângulo de cone, as forças giroscópicas, forças de Coriolis e as forças transientes.

As forças gravitacionais agem predominantemente no plano de rotação das pás do aerogerador e variam periodicamente. Quando a pá está acima do eixo de rotação é de compressão e quando está abaixo é de tração (sistema excitado parametricamente). Segundo Pereira (1993), as frequências naturais de flexão tendem a diminuir pela compressão e aumentar pela tração. As frequências que ocorrem por compressão e por tração formam uma faixa de instabilidade que pode provocar um tipo de ressonância chamada de ressonância paramétrica.

Inclinando-se as pás de um aerogerador com respeito ao plano vertical de rotação de um certo ângulo chamado ângulo de cone, os esforços na raiz das pás por ação da pressão aerodinâmica são reduzidos substancialmente.

Já as forças giroscópicas são o resultado da rotação combinada dos elementos da estrutura em torno de dois eixos perpendiculares, sendo proporcionais às velocidades de rotação. Segundo Pereira (1993) nos aerogeradores cujo rotor se posiciona na frente da torre, em relação ao sentido de incidência do vento, essas forças são bastante pequenas e podem ser desprezadas.

O movimento oscilatório da pá de um aerogerador na direção da rotação provoca um momento de reação na direção perpendicular a do movimento, que é chamado de momento de Coriolis. Por outro lado, como geralmente a velocidade de rotação das pás é baixa, devido ao amortecimento aerodinâmico envolvido, o efeito de Coriolis não é acentuado. No entanto, quando se tem a ocorrência de vórtices ao redor da pá o amortecimento dinâmico pode diminuir substancialmente e favorecer o aumento da velocidade da pá na direção do movimento e, por consequência, também elevar o momento na direção perpendicular.

As forças transientes surgem da interação do sistema de controle com a turbina em operações de frenagem, início de operação, posicionamento do rotor em relação ao vento, controle aerodinâmico ativo, etc.

Algumas forças associadas a falhas e suas consequências também podem ocorrer. Essas condições especiais de operação são classificadas como situações de emergência na presença de falha. As situações de emergência ocorrem por falha de um componente ou sistema do aerogerador. Os sistemas de segurança atuam conduzindo a turbina para uma condição de segurança. Casos em que a mudança do ângulo de passo da pá ocorre com muita rapidez, ou quando tem-se freios superdimensionados, podem causar danos mesmo com poucos ciclos.

2.2.2 FORÇAS NÃO DETERMINÍSTICAS

As forças não determinísticas são aquelas que não são completamente conhecidas quantitativamente. Incluem-se neste grupo os esforços que surgem do fluxo turbulento do vento e que são completamente aleatórios. Segundo Blessmann (1990), a turbulência é uma situação que ocorre pela passagem de partículas entre camadas fluidas e que provocam fortes gradientes de velocidade com formação de redemoinhos

intensos que giram e perambulam pelo fluido. A turbulência pode ser incluída em uma análise estrutural de três maneiras: utilizando rajadas de vento, por meio de métodos de correlação ou em análises no domínio do tempo.

A utilização de rajadas dá informações de como o aerogerador se comportaria devido às cargas impulsivas mas não permite prever a resposta do sistema devido a forças turbulentas, já que as rajadas não contêm nenhuma informação a respeito da estrutura do vento.

Segundo Pereira (1993), o uso de métodos de correlações, também conhecidos como métodos espectrais, é mais aceito por permitir a inclusão tanto da frequência correta do vento, quanto da correta correlação em todo o disco do rotor.

Em análises no domínio do tempo, tem-se uma simulação que tenta criar um cilindro de vento que passa através do disco do rotor e que possui todas as características reais do vento.

2.2.3 ENSAIOS EM TÚNEIS DE VENTO

A avaliação em túneis de vento de estruturas individuais como os aerogeradores permitem a obtenção de dados que servem de suporte a uma série de decisões de projeto e que visam garantir a sua integridade estrutural. Estruturas muito altas e esbeltas como, por exemplo, prédios altos, pontes, plataformas marítimas, linhas de transmissão e torres, são claras candidatas a simulações em túneis de vento. Simulações em túneis de vento possuem como propósito fornecer informações a respeito das ações que tipos particulares de forças exercerão sobre as estruturas.

Numa simulação, a partir de túneis de vento, é necessária a criação de escoamentos representativos da camada limite atmosférica e que corresponda a uma altitude onde o vento flui livremente, envolvendo grandes velocidades. Modificações da velocidade média no escoamento podem ser obtidas pela variação da vazão. No entanto, mudanças na forma do perfil de velocidade média e da turbulência são mais complexas e usam elementos rugosos a montante do objeto a ser estudado.

Conhecendo-se a camada limite atmosférica de um determinado local de interesse, segundo Freire (2003), a estrutura desta mesma camada pode ser simulada em escalas menores em túnel de vento a partir da seguinte expressão:

$$\frac{u'}{u'_{ref}} = \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (2.11)$$

onde u' é a velocidade média na altura z e u'_{ref} é a velocidade média a uma altura de referência, z_{ref} e α é um coeficiente obtido por ajuste.

A determinação dos esforços atuantes nas estruturas dos aerogeradores pode ser alternativamente realizada utilizando-se simulações experimentais de escoamentos por meio de túneis de vento.

Segundo Blessman (1978), os chamados “túneis de vento” foram construídos devido à necessidade de um equipamento que permitisse a criação de condições capazes de simular adequadamente as características do vento natural que interessa ao estudo das construções civis. Anteriormente os túneis aerodinâmicos existentes, projetados para fins aerodinâmicos, geravam apenas ventos uniformes, de baixa turbulência e de velocidades mais elevadas.

O túnel de vento é um aparelho que testa a ação do ar sobre um objeto. O processo de túnel de vento é simples e consiste, basicamente, no controle de fluxo de ar no interior de um duto funcionando a partir de um motor que provoca o fluxo de ar. O vento assume diferentes velocidades, controlando-se a temperatura e a pressão. Esses túneis são construídos sob muitas formas e para diferentes propósitos. Alguns têm dimensões que permitem testar aviões em tamanho real, outros podem testar pequenos modelos.

No túnel de vento, pode-se fazer simulações que forneçam informações necessárias a projetos de engenharia e arquitetura. O túnel permite a avaliação da resistência de edificações às ventanias, o mapeamento e a medição da dispersão de poluentes e o deslocamento de fumaça na atmosfera.

Para Blessmann (1964 e 1990) a utilização de modelos reduzidos em túneis de vento apresenta uma série de vantagens: rapidez nos resultados, economia, proporciona o estudo dos efeitos de uma mudança das formas exteriores, etc.

É necessário determinar quais as condições que devem ser satisfeitas para que escoamentos em torno de corpos geometricamente similares sejam também semelhantes. Estas condições são conhecidas como condições de semelhança ou similitude. Para Blessman (1990), é preciso que se tenha não apenas a semelhança cinemática, que implica em semelhança geométrica e constância da relação entre as velocidades, para todos os pares de pontos correspondentes nos dois fluxos, como também a semelhança dinâmica, ou seja, as forças sobre dois pontos correspondentes quaisquer dos dois fluxos devem guardar uma relação constante.

As forças que agem em uma corrente de fluido são: forças de gravidade, viscosidade, inércia e pressão. Para o caso da aerodinâmica as forças de gravidade não são consideradas, pois o peso do volume de ar interessado não apresenta influência relevante. No caso de fluidos incompressíveis, que é o de interesse desta tese, a pressão apresenta equilíbrio mútuo. Restam, então, as forças de viscosidade e de inércia. Segundo Blessmann (1964) os dois fluxos serão dinamicamente semelhantes quando a relação entre as forças de inércia e de viscosidade for a mesma em duas partículas fluidas quaisquer, porém semelhantemente colocadas nos dois fluxos.

A relação entre as forças de inércia e as de viscosidade é proporcional ao chamado Número de Reynolds (Re), que é definido por:

$$\text{Re} = \frac{u.l}{\nu} \quad (2.12)$$

onde u é a velocidade do escoamento, l é o comprimento do corpo e ν a viscosidade cinemática do fluido.

De modo que se a relação $u.l/\nu$ for a mesma para dois escoamentos em torno de dois corpos geometricamente semelhantes e igualmente dispostos em relação aos fluxos,

as linhas de correntes serão geometricamente semelhantes, e as forças sobre dois pontos correspondentes quaisquer guardam uma relação constante. É a chamada lei da semelhança mecânica e foi primeiramente estudada por Osborne Reynolds.

Dessa forma, uma construção poderá ser testada com modelo reduzido, em escoamento de velocidade diferente e fluido diverso sendo apenas necessário que o modelo seja semelhante à construção real em forma e orientação, que tenhamos o mesmo número de Reynolds e que as estruturas do vento sejam cinematicamente semelhantes.

Um método conservador para o estabelecimento das condições de projeto consiste em escolher as piores condições de vento registradas em uma série histórica representativa e combiná-la com o pior caso de carregamento a partir de ensaios de túnel de vento. A partir daí, a determinação dos esforços por meio de modelos reduzidos em túneis de vento é feita com a determinação do coeficiente de arrasto (C_D), sendo que:

$$C_D = \frac{F_a}{1/2 \cdot \rho \cdot u^2 \cdot A} \quad (2.13)$$

onde F_a é a força de arrasto, ρ é a massa específica do ar ($1,2 \text{ kg/m}^3$), v é a velocidade do escoamento e A é a área molhada do aerogerador (área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento).

A força de arrasto pode ser determinada a partir da construção de uma balança aerodinâmica, conforme ilustração da Figura 2.7.

A escala geométrica é influenciada pela modelagem do vento assim como a dimensão global do próprio túnel de vento. Segundo Freire (2003) o ideal é que se preserve ao máximo uma igualdade na razão de escala da dimensão da edificação, rugosidade típica do terreno e nos componentes da turbulência.

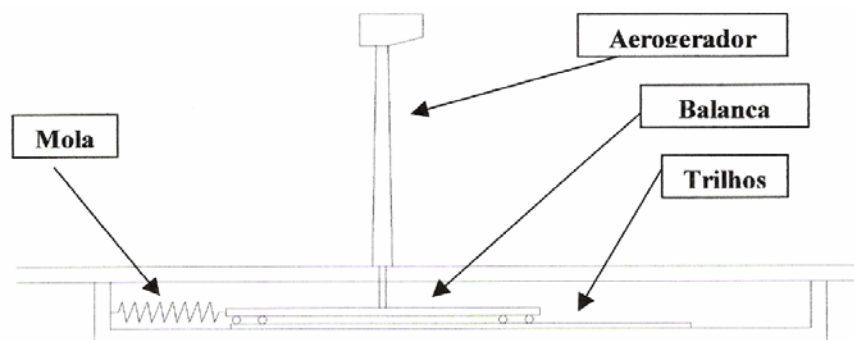


Figura 2.7 – Esquema da balança aerodinâmica horizontal.

No entanto, segundo Blesmann (1990) ensaios realizados por diversos pesquisadores tem permitido concluir que o efeito da escala e a influência das dimensões são muito pequenas. Sendo que, na prática qualquer simulação em túnel de vento é feita sempre em uma escala muito menor que a real.

A instrumentação utilizada em um túnel de vento deve possibilitar a obtenção de variações de pressão. Cargas em estruturas relativamente rígidas podem, a princípio, ser obtidas através da integração das pressões superficiais. No entanto, segundo Freire (2003), esse procedimento só é capaz de proporcionar limites inferiores e superiores de carregamento não sendo indicado para a obtenção de cargas que variem com o tempo. A integração da pressão sobre uma estrutura requer uma amostragem extensiva, efetiva e simultânea, o que é muito difícil de se conseguir.

Neste sentido deve-se construir, preferencialmente, um modelo rígido da estrutura a ser ensaiada que deve ser montado em uma balança rígida e sensível. Outra questão importante diz respeito ao fato de que o modelo em escala reduzida da estrutura e a velocidade média dos ensaios devem ser escolhidos de modo a possuírem uma frequência de ressonância alta o bastante para que não haja a ocorrência de qualquer efeito ressonante no modelo.

2.3 PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS

Nesta parte da revisão bibliográfica descreve-se os principais ensaios de campo utilizados para a determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos. Como a maioria dos ensaios têm como base a teoria da propagação das ondas elásticas, inicia-se o estudo com uma revisão dos principais tipos de ondas assim como algumas formulações para a obtenção de sua velocidade. Em seguida, apresenta-se e discute-se os principais tipos de ensaios de campo dando ênfase as sondagens às percussão, ensaios de cone e os ensaios pressiométricos.

2.3.1 PROPAGAÇÃO DE ONDAS NOS SOLOS

Os principais tipos de ondas que se propagam através dos solos são as ondas mecânicas, internas ou de corpo, e as ondas de superfície.

Nas ondas mecânicas a propagação ocorre em meios deformáveis originando-se através do deslocamento de uma pequena parte do meio em relação à sua posição original (posição de equilíbrio). Devido as características elásticas do meio o distúrbio, ou a onda, é transmitido de uma parte à seguinte.

As ondas mecânicas podem ser caracterizadas pelo transporte de energia (cinética e potencial) através da matéria devido à transmissão do distúrbio no meio e, de acordo com o movimento das partículas do meio, as ondas mecânicas podem ser classificadas em ondas de compressão, primárias ou ondas P e ondas cisalhantes, transversais, secundárias ou ondas S.

As ondas de compressão são mais rápidas e caracterizam-se pelo movimento das partículas que transmitem a onda ter a mesma direção da propagação desta, comprimindo e tracionando o solo em seu percurso. A onda de compressão é capaz de se propagar por meios sólidos e líquidos. Segundo Barros (1997), devido à água ser relativamente incompressível quando comparada ao esqueleto sólido dos solos, medidas da velocidade de propagação de ondas de compressão (v_p) em solos saturados geralmente representam a velocidade de propagação da onda na água, não fornecendo nenhuma informação sobre as propriedades elásticas do solo.

Nas ondas cisalhantes, o movimento das partículas do meio que transmite a onda é mais lento e é perpendicular à direção da propagação (Figura 2.8). Como a água não apresenta resistência ao cisalhamento, a determinação da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento (v_s) permite uma avaliação direta das propriedades elásticas do solo, mesmo quando saturado.

Já as ondas de superfície são de dois tipos: ondas Love ou ondas L, e ondas Rayleigh ou ondas R.

Nas ondas Love o movimento das partículas do meio apresenta direção perpendicular à propagação, semelhante ao movimento das ondas cisalhantes, no entanto as vibrações ocorrem apenas na horizontal. Nas ondas Rayleigh, o distúrbio não é exclusivamente transversal, nem longitudinal, apresentando movimento no plano vertical semelhante ao de ondas que se propagam na superfície da água, cujas partículas descrevem trajetórias elípticas enquanto a onda se propaga.

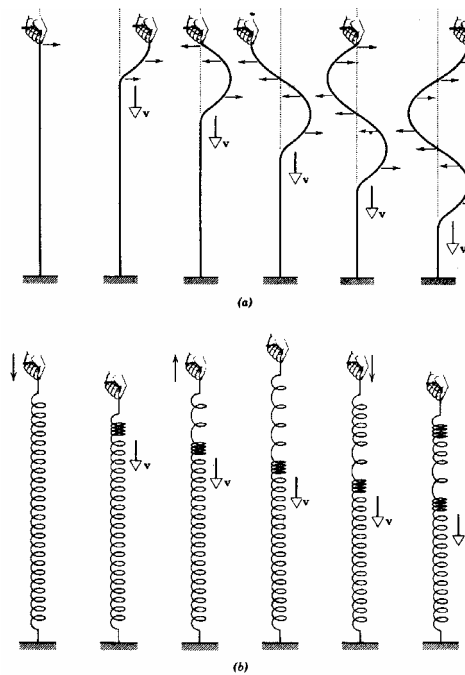


Figura 2.8 – Tipos de ondas mecânicas: a) Ondas cisalhantes b) Ondas de compressão (Resnick e Halliday, 1984).

Na Figura 2.9 ilustram-se as ondas de superfície.

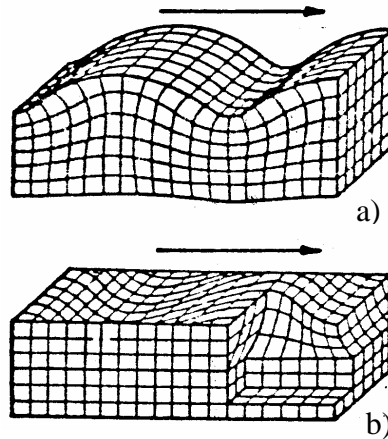


Figura 2.9 – Tipos de ondas de superfície a) Ondas Rayleigh b) Ondas Love (Cunha, 1985 com modificações)

2.3.2 VELOCIDADE DAS ONDAS

As propriedades de um meio que determinam a velocidade de uma onda mecânica são a sua inércia e a sua elasticidade. A responsável pela aparição das forças restauradoras é a própria elasticidade do meio e a inércia é a propriedade que determina como a porção deslocada do meio responderá às forças restauradoras.

A velocidade de propagação de uma onda de compressão pode ser determinada a partir da teoria da elasticidade por:

$$v_p = \sqrt{D_{\text{oed}} / \rho} \quad (2.14)$$

onde D_{oed} é o módulo confinado, definido pela relação entre a tensão aplicada e a deformação correspondente quando um corpo de prova que é submetido a um carregamento numa direção e impede-se qualquer deformação nas direções normais ao carregamento, e ρ é a massa específica do solo.

Em função do módulo de Young (E) e do coeficiente de Poisson (ν) a velocidade de propagação de uma onda de compressão é:

$$v_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (2.15)$$

A velocidade de propagação de uma onda de cisalhamento é dada por:

$$v_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.16)$$

onde G é o módulo cisalhante.

Segundo Barros (1997) a velocidade da onda Rayleigh (v_R) é dada por:

$$v_R = K_v \cdot v_S \quad (2.17)$$

onde $K_v^6 - 8.K_v^4 - (16.\alpha^2 - 24).K_v^2 - 16.(1 - \alpha^2) = 0$ e $\alpha = (1 - 2\nu)/(2 - 2\nu)$

Apresentam-se na Figura 2.10 as relações entre v_R/v_S e v_P/v_S em função do coeficiente de poisson. Pela mesma figura observa-se que a relação v_R/v_S é praticamente constante. Segundo Barros (1997), em aplicações práticas, é comum considerar-se $v_R = 0,94.v_S$

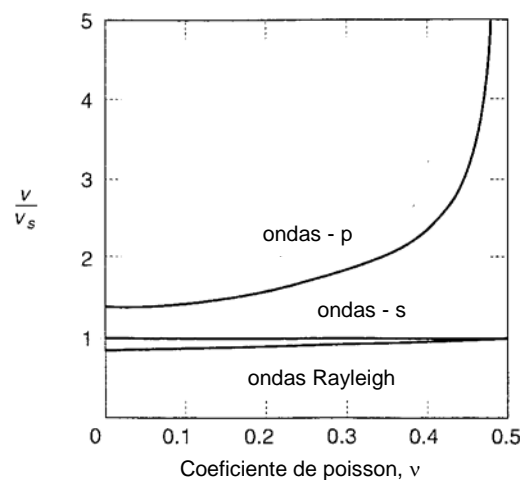


Figura 2.10 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades v_P , v_S e v_R em meio elástico semi-infinito (Kramer, 1996 com modificações).

2.3.3 ENSAIOS DE CAMPO PARA A DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DINÂMICOS DOS SOLOS

Os ensaios de campo apresentam a vantagem de que as propriedades medidas refletem os efeitos complexos provenientes do estado de tensões e das condições químicas, térmicas e estruturais existentes no local (Almeida, 1997).

As dificuldades na amostragem de solos indeformados em profundidade são bastante conhecidas (Murthy et al., 1991) e apontam para a utilização de ensaios de campo, preferencialmente utilizando técnicas que permitam a determinação em campo do comportamento tensão-deformação do solo e cujos resultados possam ser interpretados racionalmente através de métodos analíticos ou numéricos.

Prakash e Puri (1981) destacam que um projeto de fundação solicitada à esforços dinâmicos deve ser tratado, na verdade, como um problema de escolha dos parâmetros mais apropriados. Segundo os autores, isso ocorre devido à elevada dispersão dos dados obtidos de formas distintas.

Alguns dos principais métodos de campo utilizados para a determinação dos parâmetros dinâmicos dos solos são os métodos “cross-hole”, “down-hole”, “up-hole”, sondagem à percussão, ensaio de cone e cone sísmico, ensaio pressiométrico, refração sísmica, vibração em regime estacionário e ensaios dilatométricos.

O módulo de deformação cisalhante é altamente dependente da deformação, e o seu valor pode reduzir em mais de dez vezes ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante da ordem de $10^{-3}\%$ para 1%. Desse modo a avaliação do módulo de deformação cisalhante deve ser obrigatoriamente compatível com o nível de deformação de cada problema específico. Segundo Kulhawy e Mayne (1990), o módulo de deformação cisalhante para carregamentos estáticos é cerca de 5 a 10 % do G_{\max} para carregamentos dinâmicos.

Segundo Barros (1997), os ensaios de campo são capazes de produzir no terreno somente deformações cisalhantes menores que $10^{-3}\%$ determinando, portanto, um módulo de deformação cisalhante máximo que, em muito casos, pode não ser

compatível com o nível de deformação do problema dinâmico em estudo. Nestes casos, uma alternativa é a utilização de ensaios de laboratório apesar dos inevitáveis problemas de amolgamento associados com a amostragem.

2.3.3.1 Método “Cross-hole”

O método “cross-hole” que é também conhecido como ensaio sísmico é, segundo Barros (1997) e Barros e Hachich (1998), o mais confiável método de campo para a determinação do módulo de cisalhamento máximo dos solos. O ensaio consiste na medição da velocidade de propagação de uma onda entre dois ou mais furos executados à mesma profundidade da superfície do solo. Um dos furos recebe uma fonte para geração de onda e nos demais posiciona-se os dispositivos para a recepção da onda gerada (geofones).

Barros (1997) recomenda, sempre que possível, a execução de três furos colineares colocando-se a fonte no primeiro e os receptores nos outros dois. Para Francisco (1997) mais de dois furos podem melhorar sensivelmente a precisão na medida da velocidade. A distância média entre os furos e o seu diâmetro deve ser a mínima possível. A norma americana recomenda um espaçamento entre furos de 3m, exceto nos casos que a velocidade da onda cisalhante ultrapasse 450 m/s onde deve-se aumentar o espaçamento para 4,5m.

Em geral, os furos são revestidos e apresentam diâmetros internos que variam de 5,1 a 10,2 cm e nos furos não revestidos o diâmetro varia de 7,6 cm a 15,2 cm e quanto menor o diâmetro do furo menor o amolgamento do solo durante o processo de perfuração (Barros, 1997).

A fonte gera ondas tanto de compressão (ondas P) quanto de cisalhamento (ondas S) que são identificadas durante o processo de recepção em função da amplitude e da frequência. Em geral, ondas de cisalhamento apresentam maiores valores de amplitude e menor frequência (Figura 2.11).

Para Dourado et al. (1994) a geração e a captação das ondas sísmicas é, sem dúvida, a parte crítica do ensaio.

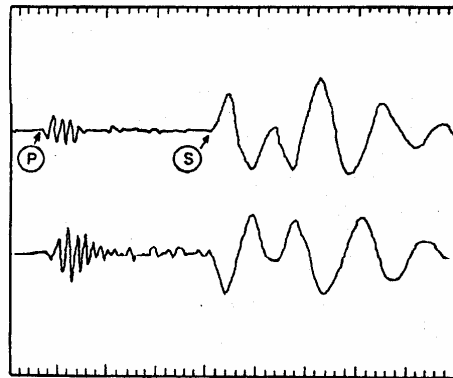


Figura 2.11 – Identificação dos tempos de chegada das ondas P e S no sismograma (Barros, 1997).

Na verdade o que se mede no ensaio “cross hole” é o tempo de percurso da onda cisalhante (S), ou da onda de compressão (P), entre a emissão e a recepção e, considerando a velocidade de propagação constante, faz-se:

$$v_{S,P} = \frac{x}{t} \quad (2.18)$$

onde $v_{S,P}$ é a velocidade de propagação da onda, S ou P, x é a distância entre furos e t é o tempo de percurso da onda medido no ensaio.

Stephenson et al. (2004) destaca que as principais desvantagens dos ensaios cross-hole são o custo do ensaio e a necessidade da execução de perfurações. Giachetti et al (2006) também destacam que o inconveniente da técnica é a necessidade da requerer a perfuração de dois ou três furos.

Segundo Dourado et al. (1994) o ensaios cross-hole é um ensaio teoricamente simples mas de procedimentos de campo complicados, principalmente por envolver instrumentação dentro de furos de sondagens.

Segundo Lunne e Powell (1993), investigações “onshore” tradicionalmente usam o método cross-hole. No entanto, mais recentemente o ensaio de cone sísmico tem proporcionado medidas mais eficientes já que não necessitam a execução de perfurações no solo.

2.3.3.2 Métodos “Down-hole” E “Up-hole”

Os métodos “down-hole” e “up-hole” são versões mais econômicas do ensaio “cross-hole” em que se executa apenas um furo. No método “up-hole” o receptor é colocado na superfície do terreno próximo à boca do furo e os impulsos geradores de ondas provocados, em etapas, a diferentes profundidades no interior do furo. Já no método “down-hole” ocorre o inverso, o impulso é gerado na superfície do solo enquanto os receptores são instalados no furo a diversas profundidades. Os dois processos são esquematicamente mostrados na Figura 2.12.

O sistema de registro e os geofones são os mesmos utilizados no ensaio “crosshole”. Os tempos de viagem das ondas de corpo entre a superfície e o receptor são registrados, possibilitando a construção de gráficos em função da profundidade, a partir do qual os valores de v_s e v_p , de todas as camadas, podem ser determinados.

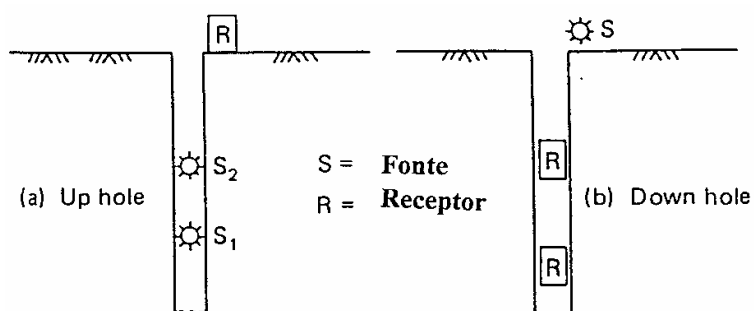


Figura 2.12 – Medida da velocidade da onda pelos processos “down-hole” e “up-hole” (Francisco, 1997).

Segundo Barros (1997), um refinamento da técnica “down-hole” é a utilização de dois ou mais receptores posicionados em diferentes profundidades ao longo do furo, possibilitando leituras simultâneas para um único impulso.

De acordo com Bolwes (1988) os métodos “Down-hole” e “Up-hole” podem apresentar erros de até 25% no módulo de deformação cisalhante (G) dos solos.

Giachetti et al. (2006) obtiverem para uma areia fina e pouco argilosa de Bauru uma diferença relativa média de 6,7% entre ensaios cross-hole e down-hole na

determinação da velocidade da onda cisalhante. Tais diferenças foram atribuídas a anisotropia do solo.

Diversos pesquisadores afirmam que o elevado custo de ensaios de laboratório e ensaios sísmicos tem limitado as suas utilizações em investigações corriqueiras para a determinação do módulo de deformação cisalhante máximo (Powell e Butcher, 2004 e Stephenson et al., 2004).

2.3.3.3 Ensaios de Cone Sísmico

O piezocone sísmico é um equipamento concebido com o objetivo de desenvolver novas tecnologias de teste e análise na área de dinâmica dos solos (Cunha, 1997). O equipamento incorpora acelerômetros, ou geofones, no corpo do piezocone convencional que permitem, além da obtenção das resistências de ponta, de atrito e da poro pressão, a recepção de sinais de ondas sísmicas geradas na superfície do solo. O ensaio é executado a partir de pequenas pausas durante o ensaio de cone (Figura 2.13).

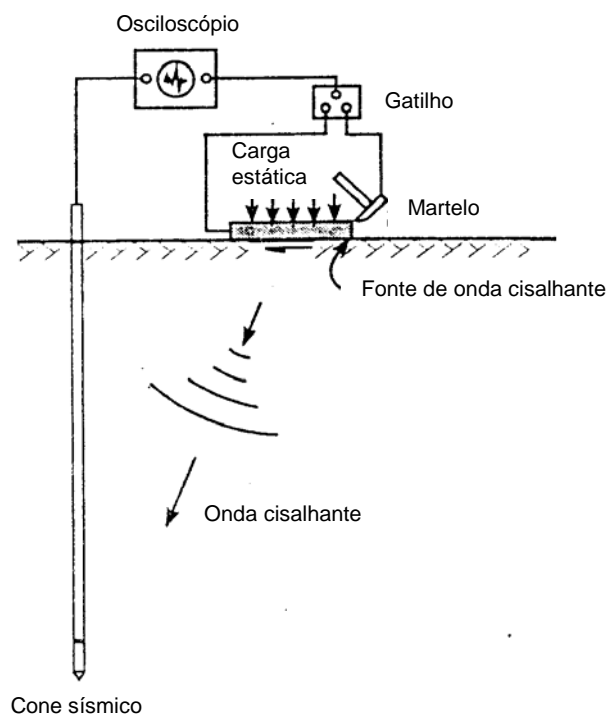


Figura 2.13 – Esquema de funcionamento do ensaio de piezocone sísmico (Campanella et al., 1986).

Segundo Lunne e Powell (1993) desde 1985 o piezocone tem sido consolidado como a mais importante ferramenta de campo usada em investigações offshore. Neste sentido os autores destacam ainda que o módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) é o mais importante parâmetro dos solos de estruturas offshore e, especialmente, em plataformas de águas profundas onde o comportamento dinâmico é muitas vezes a situação crítica.

O ensaio é uma alternativa aos ensaios “cross-hole, down-hole e up-hole” e apresenta a vantagem de dispensar qualquer tipo de perfuração prévia no solo. Segundo Lunne et al. (1997) o cone sísmico tem proporcionado medidas mais econômicas do que as obtidas pelo “down-hole”. Vale destacar ainda que os efeitos do amolgamento provocado pela penetração do cone no solo são limitados devido ao seu pequeno diâmetro. Por outro lado, Giachetti et al. (2006) afirmam que, apesar do ensaio de cone sísmico não necessitar da abertura de furos e de serem mais rápidos, são mais difíceis de serem interpretados.

Da mesma forma que nos ensaios “cross-hole, down-hole e up-hole” o que se mede no ensaio de piezocone sísmico, além dos parâmetros estimados usualmente em ensaios de piezocone é, na verdade, o tempo de percurso de uma onda gerada. Com o tempo de percurso de uma onda gerada obtém-se a sua velocidade de propagação e o módulo de deformação cisalhante conforme descrito anteriormente.

O equipamento utiliza alguns acessórios como um osciloscópio, uma fonte de ondas, um martelo e um gatilho “trigger”. A fonte pode ser uma viga de aço ou alumínio para a geração de ondas cisalhantes ou uma placa para geração de ondas de compressão. O ensaio é executado com a interrupção da penetração do cone, ou piezocone, em intervalos de 1m de penetração. Durante cada pausa, uma onda cisalhante é gerada a partir do impacto gerado pelo martelo na viga metálica, ou placa, que sendo acoplada ao solo permite sua recepção no corpo do equipamento.

O equipamento de cravação utilizado no piezocone sísmico é semelhante ao utilizado nos ensaios convencionais de piezocone. A incorporação de um osciloscópio ligado a um computador no campo e a utilização de softwares específicos permite a aquisição e o processamento dos dados gerados.

Segundo Kramer (1996) o que limita a utilização do ensaio de cone sísmico é a presença de pedregulhos durante o processo de cravação. Stephenson et al (2004) destacam também a dificuldade da execução do ensaio de piezocone sísmico em areias densas

Giachetti et al. (2006) obtiverem para uma areia fina e pouco argilosa até a profundidade de 10m de Bauru uma diferença relativa média de 9% entre os ensaios cross-hole e de cone-sísmico na determinação da velocidade da onda cisalhante. Tais diferenças foram atribuídas à anisotropia do solo.

2.3.3.4 Ensaio Pressiométrico

O pressiômetro é uma poderosa ferramenta de investigação geotécnica que vem sendo bastante utilizada no entendimento do comportamento dos solos no campo. Segundo Cavalcante et al. (2000) o uso do pressiômetro na Engenharia Geotécnica tem demonstrado ser uma das mais poderosas ferramentas de investigação “in situ”.

Para Bosch et al. (1997) os ensaios de cone (CPT), dilatométricos (DMT) e as sondagens à percussão (SPT) são apenas passíveis de interpretação empírica, pouco contribuindo na análise de aspectos fundamentais do comportamento dos solos. Neste contexto, os ensaios pressiométricos são particularmente atrativos, pois são de fácil execução, fornecem uma medida contínua do comportamento tensão-deformação do solo e permitem, em teoria, uma interpretação racional dos resultados através da teoria de expansão de cavidade.

Segundo Cunha (1996), o pressiômetro é o único ensaio de campo que pode ser modelado teoricamente pela expansão de uma cavidade cilíndrica e Custódio et al. (2006) destacam o pressiômetro dentre os ensaios de campo comparando-o a uma “mini prova de carga”.

A primeira sonda pressiométrica foi desenvolvida pelo engenheiro alemão Kögler em 1930, para medir as propriedades de deformação do solo, mediante a aplicação de pressões. O equipamento apresentava uma sonda cilíndrica de 125 cm de comprimento e 10 cm de diâmetro, cujas extremidades eram fixadas por discos

metálicos. No entanto, a introdução de gás sobre pressão na sonda não possibilitava que a cavidade mantivesse a forma cilíndrica e isso fez com que o projeto fosse abandonado.

O engenheiro francês Jean Louis Ménard desenvolveu um equipamento que apresentava a sonda dividida em três partes independentes. Duas dessas partes situadas nas extremidades, chamadas de células-guarda, e uma no centro, chamada de célula central, que aplicavam a mesma pressão ao solo. Foi justamente o confinamento da célula central, entre as duas células-guarda, que assegurou a expansão radial da sonda, satisfazendo assim à condição de deformação axissimétrica. Dessa forma, as condições indesejáveis de funcionamento do equipamento foram superadas, recebendo apenas, a partir daí, a denominação de pressiômetro.

O equipamento consiste de um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma massa cilíndrica na massa de solo. A Figura 2.14 ilustra o pressiômetro de Ménard.

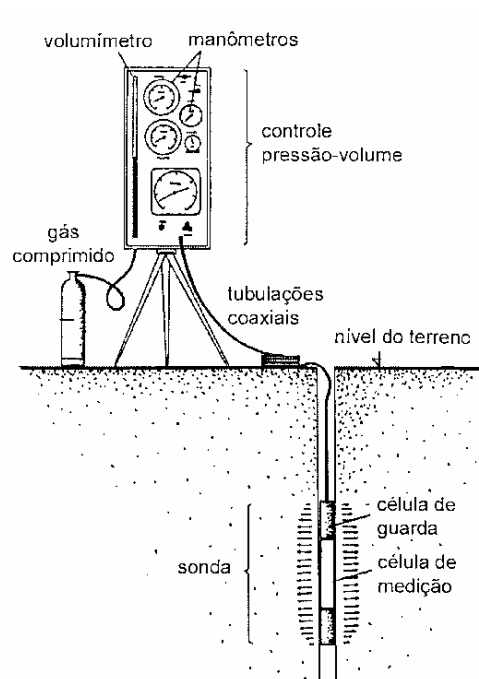


Figura 2.14 – Ilustração do pressiômetro de Ménard (Schnaid, 2000).

O ensaio pressiométrico é um ensaio de tensão controlada, onde iguais incrementos de pressão são aplicados na sonda e cada nível de tensão é mantido constante durante, geralmente, um minuto. Entre 8 e 14 incrementos são usados, de modo que o ensaio não ultrapasse 15 minutos de duração. Segundo Rocha Filho et al (1983), isto significa que é um ensaio essencialmente não drenado em argilas e drenado somente em pedregulhos e areias.

Para a construção de uma curva pressão versus volume que expresse o real comportamento do solo ensaiado, é necessário a execução de correções de pressão e volume nos resultados medidos diretamente na unidade de controle. A pressão real aplicada à sonda é superior à medida na unidade de controle devido à pressão hidrostática da água na tubulação. No entanto, é menor do que a pressão na sonda devido à resistência da membrana de borracha. Segundo Rocha Filho et al (1983), a compressão da água nos circuitos e a expansão da tubulação e conexões também devem ser consideradas nas correções das leituras observadas no volumímetro.

Após as correções de pressão e volume, um resultado típico do ensaio pressiométrico é apresentado através de um gráfico como o da Figura 2.15.

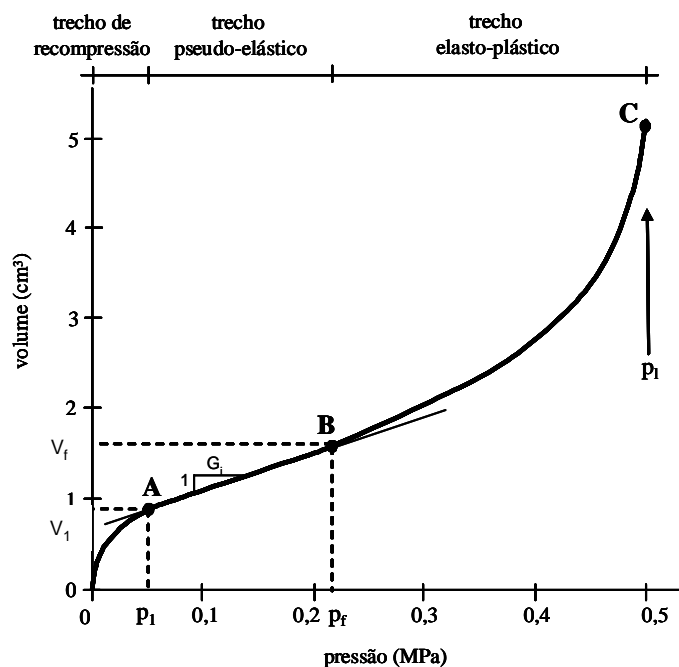


Figura 2.15 – Curva pressão x volume típica obtida por ensaios pressiométricos (Velloso e Lopes, 1996 com modificações).

A região compreendida entre os pontos O e A corresponde ao início do ensaio e representa a fase durante a qual a sonda pressiona as paredes do furo para a sua posição original antes da perfuração. No ponto A as condições no repouso foram restabelecidas, e é neste ponto que o volume inicial da cavidade é medido (V_o). Do ponto A ao ponto B o gráfico apresenta-se aproximadamente linear, e é a chamada fase pseudo-elástica do ensaio. O módulo de deformação do solo pode ser calculado com base na inclinação do segmento AB. As coordenadas do ponto B são p_f e V_f , sendo que p_f é conhecida como pressão de fluência, ou de creep, e marca o final do segmento linear da curva.

O trecho da curva entre os pontos B e C corresponde à fase elasto-plástica. A partir do ponto B a curva pressiométrica torna-se assintótica à direção vertical, indicando deformações consideravelmente elevadas e desproporcionais à pressão aplicada. A pressão limite (p_l) é atingida no final do trecho BC, corresponde à máxima pressão que um solo resiste e indica a capacidade de carga do solo.

De acordo com o procedimento de instalação da sonda pressiométrica pode-se agrupar os equipamentos existentes em três categorias: pressiômetros em perfurações prévia, autoperfurantes e cravados.

Pressiômetro em Perfurações Prévia

Neste caso a sonda é inserida em um furo de sondagem previamente escavado. Existem basicamente três grupos de pressiômetro de furo prévio: os pressiômetros tipo Ménard ou similares, os pressiômetros de pavimentação e os pressiômetros de alta pressão. Além desses, Furtado (1998) cita o pressiômetro para solos não homogêneos.

Os pressiômetros de furo prévio são os mais empregados em investigações geotécnicas, podem ser utilizados em todos os tipos de solos e ainda serem utilizados em rochas brandas (Furtado, 1998 e Cunha et al, 2000).

Os pressiômetros de Ménard foram desenvolvidos pelo “Centre d’Etudes Ménard” a partir de 1995. Atualmente existem várias versões do equipamento destacando-se o pressiômetro Ménard E, o GB e o GC. Detalhes de cada um desses equipamentos pode ser obtido em Furtado (1998).

Segundo Quaresma et al. (1998) e Rocha Filho et al. (1983) os resultados de investigações geotécnicas são bastante influenciados pelo modo com que o equipamento é instalado no solo. Para Ortigão et al. (1996) a introdução da sonda perturba o solo, não favorecendo a reprodução das condições de tensão pré-existentes.

A perturbação é mínima quando o pressiômetro de Ménard é colocado em um furo do mesmo diâmetro da sonda pressiométrica. Para Rocha Filho (1991) a execução de um furo com diâmetro próximo ao da sonda é um fator primordial para a qualidade do ensaio. Segundo Conciani et al (1999) o furo ideal deve ser de 3 a 10% maior que o diâmetro da sonda.

A Norma D4719 (ASTM, 1987) afirma que o diâmetro da sonda (D_s) deverá ser menor que o diâmetro do furo (D_h) para permitir a livre descida da sonda e sugere que o diâmetro do furo seja três a vinte por cento superior ao diâmetro da sonda.

Segundo Furtado (1998), essas tolerâncias garantem a execução de um furo dentro dos padrões desejáveis, nem pequeno demais tampouco excessivamente grande. Segundo este autor, resultados de ensaios em furos muito pequenos não permitem a obtenção do módulo pressiométrico e, por outro lado, furos com diâmetros excessivamente elevados não possibilitam a determinação da pressão limite.

Segundo Briaud (1992) o módulo pressiométrico obtido em paredes de furos muito perturbados podem ter valores de até 25% abaixo dos valores deste módulo sem perturbação.

Kratz de Oliveira e Schnaid (2000) executaram uma escavação prévia para a realização de ensaios pressiométricos denominados de pré-furo utilizando um conjunto de trados manuais, procedendo primeiro à execução de um pré-furo com diâmetro de 50mm, em seguida o furo principal de 72mm e, finalmente, um furo de 90mm acima da cota de embutimento da sonda. Segundo os autores do trabalho este procedimento minimizou o grau de amolgamento e a execução do furo de 90mm evita que qualquer relaxamento prejudique a retirada da sonda do furo de sondagem.

Neste contexto, Vecchi et al. (2000) realizaram ensaios pressiométricos em pré-furos, abertos a cada metro, com um trado tipo concha de 63mm de diâmetro e alargados com um trado de 74 mm para posterior inserção da sonda pressiométrica.

Dispersão nos resultados podem também ser decorrentes de apreciáveis diferenças de tempo entre a execução do furo e a realização do ensaio. Segundo Rocha Filho et al. (1983), este intervalo de tempo deve ser o menor e mais uniforme possível.

Um outro ponto bastante importante diz respeito à verticalidade do furo. Segundo Kratz de Oliveira e Schnaid (2000) a verticalidade do furo e o mínimo grau de amolgamento podem ser garantidos com a utilização de um tripé de fixação adaptado ao conjunto de trados.

O pressiômetro de pavimentação é muito utilizado em projetos de pavimentação ou de fundações superficiais e é conhecido como pressiômetro de Briaud. Este equipamento foi desenvolvido para substituir o ensaio de prova de carga sobre placas, possuindo uma sonda unicelular, que opera sob deformação controlada e apresenta a relação comprimento/diâmetro da sonda de 6,5.

Os pressiômetros de alta pressão possuem grande capacidade de pressão, podendo chegar até a 20 MPa e, segundo Furtado (1998), são utilizados principalmente em argilas rijas e rochas brandas.

Finalmente, os pressiômetros para solos não homogêneos são utilizados principalmente em rochas. Trata-se de um equipamento semelhante aos demais equipamentos de furo prévio, no entanto, utilizam sondas monocelulares com espessas membranas dotadas de transdutores de deslocamento.

Pressiômetro Auto-perfurante

No pressiômetro auto-perfurante um tubo de parede fina é cravado enquanto as partículas do solo deslocado pelo dispositivo são fragmentadas por uma sapata cortante e removidas por fluxo d'água para a superfície. Na França o equipamento recebe o nome de PAF e na Inglaterra de "Self-boring" ou "Cankometer".

Esse tipo de pressiômetro minimiza os efeitos da perturbação do solo ao redor da sonda quando da perfuração prévia (Hughes et al., 1977; Rocha Filho et al., 1983; Kramer, 1996; Cunha e Campanella, 1998; Pereira, 2004 e Lopes, 2004). Entre estes, o efeito mais evidente é o do relaxamento das tensões horizontais provocado pela retirada do confinamento natural quando da abertura do furo.

Por outro lado, Bosch et al. (1997) destacam que em solos não saturados, a circulação de água altera significativamente as condições do solo nas proximidades da perfuração, modificando o estado de tensões efetivas por variações na sucção, o que inviabiliza o processo de lavagem.

Segundo Pereira (2004) o ensaio pressiométrico, em particular o auto-perfurante, é o único ensaio de campo que pode ser interpretado com base numa teoria bem fundamentada da Mecânica, a da expansão de uma cavidade cilíndrica.

Cunha et al. (2004) realizaram ensaios pioneiros em solos da cidade de Goiânia utilizando um pressiômetro auto-perfurante.

Pressiômetro Cravado

No pressiômetro cravado tem-se a penetração da sonda no terreno forçada por cravação. O cone-pressiômetro é um equipamento típico que enquadra-se nessa categoria. O procedimento de ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em cotas pré-estabelecidas, nas quais se procede a expansão da sonda pressiométrica. A interpretação do cone pressiômetro é bem mais complexa devido à expansão da cavidade cilíndrica ocorrer em um solo já amolgado pela penetração do cone. A Figura 2.16 ilustra o cone-pressiômetro.

Segundo Lunne e Powell (1993) as principais vantagens do cone-pressiômetro são a elevada repetibilidade, baixo custo e o contínuo monitoramento obtido a partir dos dados do piezocone durante a penetração.

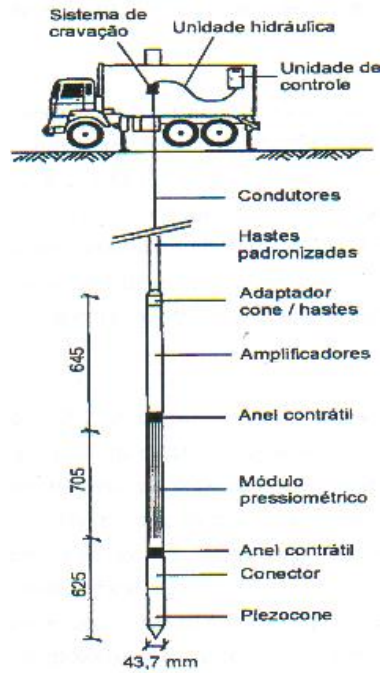


Figura 2.16 – Esquema do cone-pressiômetro (Lunne et al., 1997).

O cone-pressiômetro tem sido utilizado atualmente em aterros sanitários. Detalhes adicionais sobre o cone-pressiômetro podem ser obtidos em Lunne et al. (1997).

- **Interpretação dos Dados de Ensaio Pressiométricos**

O ensaio pressiométrico não é sensível apenas à técnica de instalação da sonda, mas há que considerar ainda o método de interpretação utilizado.

Os resultados de ensaios pressiométricos podem ser utilizados em projetos geotécnicos a partir de duas abordagens distintas: uma direta e outra indireta. Na abordagem direta, as informações do ensaio são usadas pura e simplesmente nos projetos e, na abordagem indireta, utilizam-se métodos interpretativos para a avaliação das características básicas do material que depois serão usadas em projetos geotécnicos.

A forma indireta requer um modelo para descrever o processo de expansão da sonda pressiométrica. Existem vários modelos e todos eles são baseados na compatibilidade entre deformação e deslocamento e as equações de equilíbrio no meio infinito (solo) que envolve a cavidade. A Tabela 2.1 mostra alguns dos vários modelos

de expansão de cavidade que podem ser utilizados na interpretação de ensaios pressiométricos em areias.

Tabela 2.1 – Modelos de expansão de cavidades para areias (Cunha, 1996 e Medeiros, 1998, com modificações).

Modelo	Tensão -deformação	Hipóteses	Vantagens	Desvantagens	Aplic. areias
Vésic (1972)	Elástico linear perfeitamente plástico. Compressibilidade definida pelos ensaios laboratoriais.	Pressão limite pela curva corrigida	Solução para expansão cilíndrica e esférica	Necessita de ensaios laboratoriais e densidade in situ	Baixa / fraca
Hughes et al (1977)	Elástico linear perfeitamente plástico. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes.	Gráfico log-log da curva expansão x pressão	Fácil resolução manual ou por computador. Utiliza a lei de Rowe das tensões dilatantes	Nenhuma compressão durante o cisalhamento. Válido para areias fofas	Alta
Robertson e Hughes (1986)	Elástico linear perfeitamente plástico. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes	Gráfico log-log da curva expansão x pressão e nomogramas	Comportamento inicial das areias e fofas	Correção empírica é aplicada. Válido para areias fofas	Média
Carter et al (1986)	Elástico linear perfeitamente plástico. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes	Não exclusivamente desenvolvida para análises pressiométricas, mas para determinação da pressão limite para estacas	Considera deformações elásticas na zona plástica. Facilmente utilizado com computadores	Não é possível a utilização em aproximações log-log em soluções de pequenas deformações	Alta
De Sousa Coutinho (1990)	Perfeitamente plástica, não rígida. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes	Solução numérica pela técnica das diferenças finitas	Permite o conhecimento do comportamento tensão x defomação	Instabilidade numérica	Média

Tabela 2.1 (continuação) – Modelos de expansão de cavidades para areias (Cunha, 1996 e Medeiros, 1998 com modificações).

Ferreira (1992)	Hiperbólica. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes.	Modelos e curvas corrigidas	Permite o conhecimento do comportamento tensão x deformação de areias endurecidas	Resultados não confiáveis	Alta
Cunha (1994)	Elástico linear perfeitamente plástico com taxa de dilatação constante	Modelo elasto-plástico. É um melhoramento do modelo de Hughes et al. (1977) usando princípios similares aos de Carter et al. (1986)	Considera deformações elásticas na zona plástica	Os resultados são influenciados pela experiência do operador. Válido para areias.	Alta

A interpretação indireta dos dados de ensaios pressiométricos pode ser feita ainda da forma tradicional (ASTM, 1987), de forma racional utilizando-se soluções analíticas (Cunha, 1996; Cunha e Campanella, 1998 e Ortigão et al., 1996) ou numericamente (Schnaid et al., 1995).

Interpretação dos Dados de Ensaios Pressiométricos da Forma Tradicional (ASTM, 1987)

A partir da Norma Americana (ASTM, 1987) o módulo de deformação cisalhante (G_i) é determinado na fase pseudo-elástica diretamente utilizando-se a própria curva pressão versus deformação da cavidade obtida no ensaio, de forma que:

$$G_i = V_m \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (2.19)$$

onde V_m é o volume médio da cavidade, Δp é a variação de pressão e ΔV é a variação de volume.

Por convenção, adota-se na determinação do volume médio da cavidade (V_m) o ponto médio $(V_1 + V_2)/2$, assim tem-se que:

$$V_m = V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \quad (2.20)$$

onde V_s é o volume da sonda, V_1 e V_2 são os volumes na curva pressiométrica no início e no fim do trecho pseudo-elástico, respectivamente.

A partir da Teoria da Elasticidade para expansão de cavidade cilíndrica tem-se que:

$$G_i = \frac{E_i}{2.(1+\nu)} \quad (2.21)$$

onde G_i é o módulo de deformação cisalhante pressiométrico, E_i é o módulo de young pressiométrico e ν é o coeficiente de Poisson.

O módulo de deformação pressiométrico (E_i) é obtido a partir da determinação do módulo de deformação cisalhante pressiométrico (G_i) na curva pressão versus expansão através da inclinação da curva no trecho pseudo-elástico, assim tem-se que:

$$E_i = 2.(1+\nu).G_i \quad (2.22)$$

Como se sabe, os resultados do ensaio pressiométrico podem ser utilizados para a determinação do módulo de deformação cisalhante. No entanto, pode-se determiná-lo na fase pseudo-elástica, G_i , nos ciclos de carga e descarga, G_{ur} , e na descarga, G_d . Segundo Schnaid (2000), o valor de G_i é, em geral, inferior a G_{ur} e G_d . Para Bosch et al (1997) os módulos de deformação G_i , G_{ur} e G_d são diferentes por efeito do amolgamento devido a introdução do equipamento no solo ou devido ao nível das deformações impostas nos segmentos lineares.

Para Cunha et al. (2000), os ciclos de descarga-recarga executados durante a realização de ensaios pressiométricos na ardósia alterada de Brasília demonstraram a

sensibilidade do módulo de deformação cisalhante em função do nível de deformação empregado.

Segundo Ortigão et al. (1996) e Cunha et al. (2004) o comportamento do solo não é linear e os módulos de deformação dependem do nível de tensão e, conseqüentemente, da deformação a que o solo é submetido. Da mesma forma, Rocha Filho (1991), destaca a forte dependência dos módulos de deformação cisalhante com o nível de deformação. Assim, os ciclos de descarga-recarga devem ser realizados de forma a permitir a determinação dos módulos de cisalhamento em níveis de deformação de interesse.

A Figura 2.17 expressa a grande variabilidade da deformação cisalhante dos solos com o nível de deformação em ciclos de descarga-recarga de ensaios pressiométricos em silte arenoso de Goiânia.

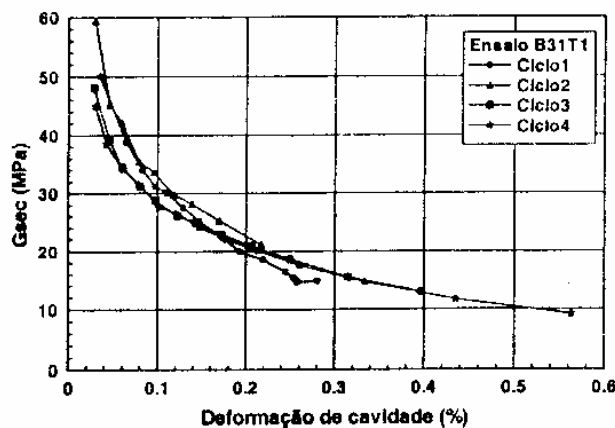


Figura 2.17 – Variação do módulo de cisalhamento com a deformação de cavidade em ensaios pressiométricos (Cunha et al., 2004).

Realizando-se estágios sucessivos de descarregamento-recarregamento na curva pressão-volume pode-se determinar o módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}), indicado quando se deseja obter uma melhor definição do módulo pressiométrico, pois, tem-se condições mais distantes dos efeitos do amolgamento do solo devido à execução do pré-furo e da instalação da sonda.

O módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}) é, portanto, obtido em um laço de descarga-recarga utilizando o mesmo procedimento adotado na determinação do módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i).

A pressão limite (p_l) é um outro parâmetro importante que pode ser obtido através da realização de um ensaio pressiométrico, corresponde à máxima pressão que um solo resiste, indicando a capacidade de carga dos solos. Teoricamente, a pressão limite (p_l) ocorre durante um ensaio pressiométrico com o final da fase plástica quando o furo apresenta expansão indefinida, sem incrementos adicionais de pressão. Segundo a Norma D4719 (ASTM, 1987), a pressão limite é definida como aquela pressão suficiente para duplicar o volume inicial da célula de medida central.

Segundo Bosch et al. (1997), o valor da pressão limite é raramente bem identificado, sendo usualmente determinado através de medidas de extrapolação.

Quando a pressão limite não é atingida diretamente na curva pressiométrica utiliza-se um gráfico em escala semi-logarítmica, volume em escala logarítmica versus a pressão. A Norma D4719 (ASTM, 1987) recomenda a utilização da curva inversa do volume versus a pressão. Com pelo menos três pontos da fase plástica forma-se uma reta cujo prolongamento até a ordenada, que equivale ao dobro do volume inicial da célula de medida central, indicará o valor da pressão limite (p_l).

Para a estimativa preliminar de p_l que será atingida durante a execução do ensaio de Ménard, pode-se utilizar a proposta de Briaud (1992) apresentada na Tabela 2.2.

Através do ensaio pressiométrico pode-se ainda obter a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), o coeficiente de empuxo no repouso (k_o), a pressão limite efetiva (p_l^*), pressão de fluência (p_f) e o ângulo de atrito (ϕ).

A tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ocorre imediatamente após a recompressão e corresponde à tensão no momento em que a sonda toca as paredes da cavidade do furo de sondagem e sua estimativa pode ser feita traçando-se uma reta pelo trecho de

recompressão que tangencie o ponto de máxima curvatura e uma outra pelo trecho pseudo-elástico. A interseção das retas indica o valor da tensão horizontal no repouso.

Tabela 2.2 – Guia para a estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (Briaud, 1992).

Solos	p_l (kPa)	$N_{spt}/30$ cm	S_u (kPa)
Areia fofa	0 – 500	0 – 10	
Areia pouco compacta	500 – 1500	10 – 30	
Areia compacta	1500 – 2500	30 – 50	
Areia muito compacta	> 2500	> 50	
Argila mole	0 – 200		0 – 25
Argila média	200 – 400		25 – 50
Argila rija	400 – 800		50 – 100
Argila muito rija	800 – 1600		100 – 200
Argila dura	> 1600		> 200

Segundo Schnaid et al. (1995) é reconhecida a dificuldade na obtenção da tensão horizontal “in situ” por meio de ensaios pressiométricos. Sua identificação requer a interpretação dos dados da curva pressiométricas a partir de critérios ainda não validados para solos coesivos friccionais.

Para Furtado (1998), a análise 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. Segundo o próprio autor, isso ocorre devido: o grau de amolgamento nas paredes da cavidade durante a perfuração, a diferença entre o diâmetro do furo e o da sonda, o alívio de tensões logo após a abertura da cavidade e o reduzido número de pontos no trecho inicial da curva a partir do ensaio normatizado e sob tensão controlada.

Segundo Bosch et al. (1997) não há métodos alternativos para a determinação da tensão horizontal “in situ” para validar os valores medidos pelo ensaio pressiométricos.

O coeficiente de empuxo no repouso (k_0) pode ser determinado por:

$$k_o = \frac{\sigma_{ho} - u_o}{\sigma_{vo} - u_o} \quad (2.23)$$

onde σ_{ho} é a tensão horizontal no repouso e σ_{vo} é a tensão vertical estimada ao nível da sonda e u_o é a poro pressão.

A determinação do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) através do ensaio pressiométrico é bastante subjetiva devido à direta relação com a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}). Dessa forma estimativas do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) são bastantes influenciadas pelas perturbações no furo de ensaio durante o processo de perfuração. Para Cunha (1996), medidas do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) em areias é uma tarefa difícil e a utilização, mesmo de modelos racionais, constitui um estágio inicial nesta direção. Ortigão et al. (1996) salientam que o coeficiente de empuxo no repouso (k_o) de areias obtido pela forma de interpretação convencional do pressiômetro de Ménard é sujeito a efeitos da perturbação.

A pressão limite efetiva (p_l^*) é um parâmetro utilizado em projetos de fundações ou na identificação do tipo de solo investigado e corresponde à pressão líquida do solo que é obtida subtraindo-se a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) da pressão limite (p_l), assim:

$$p_l^* = p_l - \sigma_{ho} \quad (2.24)$$

A pressão de fluência (p_f) ou pressão de “creep” é um parâmetro utilizado para a determinação do final do trecho pseudo-elástico e do módulo de elasticidade pressiométrico (E_i), e sua obtenção pode ser feita a partir do método sugerido pela Norma Francesa ou pelo método da curva de fluência. A utilização da curva de fluência, ou de “creep”, proporciona valores mais compatíveis e adequados. Na curva de fluência traça-se em um gráfico pressão versus a variação do volume ocorrida no ensaio entre 30 e 60 segundos, quando a pressão aplicada é mantida constante. A partir desse procedimento identificam-se três segmentos de reta que representarão os trechos de recompressão, pseudo-elástico e elasto-plástico e cujas interseções definirão a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) e o ponto de pressão de fluência (p_f).

Vechi et al. (2000) sugeriram uma mudança no procedimento recomendado pela Norma Americana de forma que ao final do carregamento matenha-se a pressão de cavidade constante até a completa estabilização das deformações.

Existem vários métodos para a obtenção do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ) de solos arenosos entretanto, segundo Briaud (1992), nenhum deles apresenta resultados satisfatórios.

Segundo Cunha e Campanella (1998) a metodologia corrente tradicional de análise é extremamente sensível a qualquer distúrbio refletido na curva de ensaio.

Segundo Cunha (1996) a metodologia tradicional de interpretação, para depósitos granulares, é confiável apenas quando aplicada a resultados de ensaios de alta qualidade que, na prática, são de difícil obtenção. Além do mais, os parâmetros previstos pela forma convencional são obtidos de forma desacoplada, desconsiderando qualquer ligação entre eles.

Para Cunha e Campanella (1998), em curvas não perturbadas, a confiabilidade da previsão de parâmetros pela forma tradicional é diretamente proporcional à qualidade da curva do ensaio e em curvas perturbadas é reduzida devendo-se, como regra geral, realizar ajustes apenas nos limites pré-fixados de 5 a 10 de deformação de cavidade.

Interpretação dos Dados de Ensaio Pressiométricos da Forma Racional (Cunha, 1996; Cunha e Campanella, 1998 e Ortigão et al., 1996)

Na forma racional utiliza-se um método de interpretação que emprega a técnica de “ajuste de curva”, na qual a curva experimental fornecida pelo ensaio é comparada com uma curva teórica gerada com o emprego da teoria da expansão de cavidade cilíndrica.

Os parâmetros que levam a geração desta curva são escolhidos pelo usuário que julga a qualidade do ajuste. A curva teórica idealizada pelo modelo pode ser interativamente alterada mudando-se os parâmetros de entrada que constituem o

modelo. Isto é repetido até que haja um ajuste, ou conformação, entre o modelo da curva e a curva experimental. A Figura 2.18 ilustra o ajuste de curva.

Cunha (1996) apresenta as vantagens e desvantagens de diversos modelos de expansão de cavidade para interpretação de dados de ensaios pressiométricos. Neste sentido, o autor destaca os modelos propostos por Hughes et al. (1977), Carter et al. (1986) e Ferreira (1992) como modelos altamente indicados para utilização em solos arenosos. Neste mesmo trabalho o autor propõe a utilização de um novo modelo intitulado “novo modelo de expansão de cavidade”.

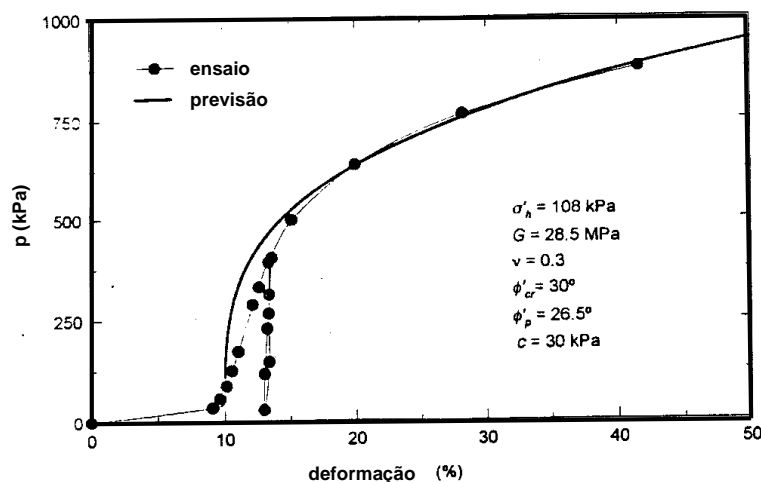


Figura 2.18 – Exemplo do ajuste de curva (Ortigão et al, 1996).

Modelos de melhor potencial são aqueles que independem de extensos dados de entrada de laboratório e proporcionam simulações simples e precisas do comportamento do solo.

O novo modelo proposto por Cunha (1996) considera o meio com comportamento elásto-plástico, taxa de dilatação constante, como Hughes et al. (1977), e a ocorrência de deformações elásticas na zona de comportamento plástico, como Carter et al. (1986). A entrada de dados do modelo é o ângulo de atrito de pico (ϕ), a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}), o módulo de cisalhamento elástico (G_e), o ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}), o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de cisalhamento plástico (G_{pl}).

Segundo Cunha e Campanella (1998), a interdependência dos parâmetros constitutivos envolvidos elimina a ocorrência de erros grosseiros na interpretação dos ensaios, uma vez que a escolha de um valor pouco realista para qualquer uma das variáveis reduz a possibilidade de ajuste. Ortigão et al. (1996) menciona que, por conduzir a um conjunto acoplado de parâmetros, os erros encontrados no método de ajuste de curva são melhor distribuídos entre todos os parâmetros.

Por outro lado, segundo Vecchi et al. (2000), mais de um conjunto de valores pode fornecer ajuste satisfatório, exigindo julgamento geotécnico e bom senso para a escolha do conjunto mais representativo. Para Cunha (1996) um parâmetro não tem necessariamente mais importância que outro devendo-se, portanto, considerar o conjunto de dados acoplado na descrição do comportamento do solo.

Segundo Cunha e Campanella (1998) o método de “ajuste de curva” tem a grande vantagem de fornecer os parâmetros do solo mesmo quando a curva é inicialmente perturbada. Para Cunha (1996) a utilização de ajuste de curvas a partir da “nova metodologia” leva a previsões mais realísticas dos parâmetros básicos de areias, mais precisamente de ϕ , σ_{ho} e G_i , em dados com ou sem perturbação devendo-se, preferencialmente, proceder às análises após a faixa de dados mais contaminada pela perturbação do solo e que, segundo ele, ocorre até 5% de deformação. Por outro lado, Cunha e Campanella (1998) afirmam que a previsão de parâmetros para deformações acima de 10% a partir de curvas de ensaios, tanto perturbados como não perturbados, não são confiáveis. Em curvas perturbadas, as previsões superestimam os ângulos de atrito (ϕ) e subestimam as tensões horizontais no repouso (σ_{ho}), e em curvas perturbadas ocorre o inverso.

Segundo Ortigão et al. (1996), a técnica de ajuste de curva é pouco sensível ao ângulo de atrito assim, na falta de resultados de ensaios de laboratório, a estimativa desse parâmetro poderia ser feita dentro de uma faixa de valores.

Para Cunha et al. (2004), dentre os atrativos da técnica pode-se citar que a mesma pode ser usada de forma interativa que, segundo eles, podem compensar erros gerados pela perturbação inicial da curva pressiométrica (amolgamento, relaxação, abertura do furo, etc).

Interpretação Numérica dos Dados de Ensaio Pressiométricos.

A interpretação numérica de dados de ensaios pressiométricos foi feita por Schnaid et al. (1995) com base no uso de dois modelos constitutivos para a descrição do comportamento do solo, formulados para condições drenadas a níveis constantes de sucção. Um modelo elasto-plástico que utiliza a solução analítica de expansão de uma cavidade cilíndrica foi empregado, e os resultados foram comparados a previsões numéricas acopladas a um modelo não-linear elástico.

A interpretação numérica de dados de ensaios pressiométricos não será aqui detalhada por não ser utilizada nesta tese.

Os resultados dos ensaios pressiométricos também podem ser utilizados para a identificação do tipo de solo através dos parâmetros E_i , p_l e p_l^* . As Tabelas 2.3 e 2.4 mostram duas propostas que podem ser utilizadas para a identificação do tipo de solo a partir de resultados de ensaios pressiométricos.

Tabela 2.3 – Identificação do tipo de solo a partir de ensaios pressiométricos proposta por Briaud (1992).

Argila					
Tipo	mole	Média	rija	muito rija	dura
p_l^*	0 - 200	200 – 400	400 – 800	800 – 1600	> 1600
E_i (kPa)	0 - 2500	2500 – 5000	5000 - 12000	12000 - 25000	> 25000
Areia					
Tipo	fofa	Compacta	densa	muito densa	
p_l^*	0 – 500	500 – 1500	1500 – 2500	> 2500	
E_i (kPa)	0 - 3500	3500 – 12000	12000 - 22500	> 22500	

Mais recentemente, tem-se verificado o registro de várias propostas também para o estudo do comportamento de solos não saturados a partir de resultados pressiométricos (Schnaid et al., 1995; Kratz de Oliveira et al., 2000 e Cunha et al., 2001).

Cunha et al. (2000) ressaltaram a alta aplicabilidade do ensaio pressiométrico em solos e rochas “brandas” a partir da realização de ensaios na Ardósia alterada do eixo do prolongamento do metrô de Brasília.

Atualmente na Europa, principalmente na França, o ensaio já é bastante utilizado em projetos de Engenharia, no entanto, no Brasil a utilização do pressiômetro tem sido restrita a fins acadêmicos embora desde 1975 diversas pesquisas tenham sido efetuadas em algumas universidades do país como a Pontifícia Universidade Católica (PUC), Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Universidade de São Paulo (USP), Universidade de Brasília (UnB), a Universidade Federal da Paraíba (UFPB) e a Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). No Nordeste, a primeira pesquisa utilizando o pressiômetro de Ménard foi feita em Recife/PE, em um depósito de argila mole (Cavalcante et al., 2000).

Tabela 2.4 – Identificação do tipo de solo utilizando resultados de ensaios pressiométricos proposta por Ménard (1975).

Tipo de Solo	E_i (kPa)	p_1 (kPa)	E_i/p_1
Lama ou turfa	200 – 500	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 e 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

Vale destacar ainda que, segundo Cavalcante et al (2000), a utilização do pressiômetro no Brasil, constitui o enriquecimento da engenharia geotécnica, uma vez

que ele soma-se ao SPT e ao CPT, permitindo um tratamento mais refinado dos parâmetros obtidos em investigações de campo, com forte consolidação teórica e rápido tempo de resposta. Assim, tem-se como resultado projetos de fundações agilizados, permitindo maior acurácia e rapidez.

Para Cunha (1994), a utilização do pressiômetro apresenta claras vantagens em relação a outras técnicas de ensaio “in situ”, na medida que as condições de contorno podem ser expressas via teoria de expansão de cavidades. Assim, pode-se obter parâmetros em níveis distintos e baixos de deformabilidade e rigidez cisalhante.

2.3.3.5 Ensaio de Refração Sísmica

Dentre os ensaios geofísicos, o ensaio de refração sísmica é o de uso mais freqüente na investigação geotécnica. O objetivo do ensaio é medir a velocidade de propagação no terreno de ondas de tensão, normal ou cisalhante. Existem várias técnicas para gerar estas ondas de tensão, por exemplo instalando-se uma linha de geofones na superfície e provocando-se um impacto ou explosão também na superfície.

Na seqüência, mede-se o tempo gasto para a onda ir, através do subsolo, do ponto de excitação a cada um dos geofones, por um percurso a ser determinado a partir dos próprios resultados do ensaio. Pode-se então calcular as velocidades de propagação da onda nas diversas camadas do subsolo, bem como a espessura de cada camada.

A velocidade de propagação destas ondas no subsolo reflete as características mecânicas do terreno. A Tabela 2.5 mostra as velocidades típicas em alguns solos.

Segundo (Barros, 1997), a técnica apresenta a limitação de não detectar camadas de baixa velocidade situadas entre camadas de maior velocidade introduzindo erros significativos na interpretação. Camadas pouco espessas de alta velocidade também podem não ser percebidas se os contrastes de velocidade forem elevados.

A teoria na qual fundamenta essa técnica é apresentada por Kramer (1996), Barros (1997) e Barros e Hachich (1998).

Tabela 2.5 - Velocidades da onda cisalhante típicas em alguns solos (Pereira, 2004).

Material	Velocidade (m/s)
Água	1500
Depósitos superficiais não consolidados	200 – 400
Materiais não consolidados	< 900
Areia solta	-
- acima do N.A.	250 – 600
- abaixo do N.A.	450 – 1200
Areia com cascalho, solta, úmida	450 – 1100
Cascalho, solto, úmido	450 – 900
Argila dura	600 – 1200
Rocha completamente alterada	1500 - 2000

2.3.3.6 Vibração em Regime Estacionário

O método da vibração em regime estacionário apresenta a vantagem de não necessitar a execução de furos e baseia-se na consideração de que uma fundação superficial quando é submetida a vibrações verticais gera predominantemente, na superfície do terreno, ondas do tipo Rayleigh.

Representando a forma deslocada da superfície do terreno, num instante qualquer, por uma curva senoidal submetida a uma fonte de excitação também senoidal pode-se observar que a distância entre dois picos consecutivos corresponde justamente ao comprimento da onda Rayleigh (L_R). No campo o comprimento da onda Rayleigh é determinado a partir de movimentação dos geofones até a localização dos pontos da superfície que estão em fase com o oscilador.

Para os pontos em fase com o oscilador determina-se a velocidade da onda Rayleigh (v_R) por:

$$v_R = f \cdot L_R \quad (2.25)$$

onde f é a frequência de excitação.

Como para muitos solos a velocidade da onda cisalhante é aproximadamente 9% superior à da onda Rayleigh, pode-se determinar também o módulo de deformação cisalhante. Vale salientar ainda que a maior parte das ondas Rayleigh se propagam através de um meio com cerca de um comprimento de onda de profundidade. Para o caso dos solos cujas propriedades variam gradualmente com a profundidade, as propriedades médias na zona de propagação da onda, ou seja entre a superfície do solo e a profundidade de propagação, correspondem aproximadamente às propriedades numa profundidade de cerca de metade do comprimento de onda ($L_R/2$).

A partir da repetição do ensaio para diferentes frequências de excitação (f) obtém-se uma curva de dispersão que indica a variação da velocidade da onda Rayleigh em função de L_R . Determinando-se a profundidade do comprimento de onda, $H_1 = L_R/2$, constrói-se um gráfico que indica a variação da velocidade da onda Rayleigh com a profundidade.

Para Barros e Hachich (1998) um dos grandes problemas dessa técnica é a necessidade de utilização de equipamentos que gerem vibrações que operem a baixas frequências para explorar perfis mais profundos.

2.3.3.7 Sondagens à Percussão

A sondagem à percussão (SPT) é o mais conhecido e utilizado método de investigação de campo existente. O procedimento de ensaio consta da perfuração realizada por trado manual ou circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. A cada metro de profundidade coletam-se amostras do solo por meio de um amostrador padrão, de diâmetro externo de 50 mm que é cravado ao solo no fundo da perfuração, usando um peso de 65 kg caindo de uma altura de 75 cm. O valor do índice de resistência à penetração (N_{spt}) é definido como o número de golpes necessário para penetrar 30 cm o amostrador, após uma cravação inicial de 15 cm.

No entanto, o índice de resistência à penetração (N_{spt}) do ensaio é influenciado pela energia proveniente do impacto do martelo do equipamento e que é transmitida ao barrilete amostrador através das hastes. De uma região para outra, e até mesmo dentro

de uma mesma região, há uma grande diversidade de equipamentos fazendo com que haja uma grande variabilidade na energia transferida por cada equipamento.

Em métodos que visem à estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de sondagens à percussão (SPT), são sempre fornecidas recomendações específicas quanto à necessidade de correção dos valores do índice de resistência medidos durante o ensaio.

Vários pesquisadores têm buscado uma efetiva compreensão do ensaio e algumas adaptações têm sido propostas. Dentre elas destaca-se a medição do torque, em que o operador, ao término da cravação do amostrador, aplicaria à haste final da composição da sondagem uma torção, medindo, por meio de um torquímetro, o momento de torção máximo necessário à rotação do amostrador. No Brasil, o assunto foi exaustivamente abordado por Cavalcante (2002), Quaresma et al. (1998) e Schnaid (2000), Alonso (1994).

- **Medidas do Torque**

A medição do torque na sondagem à percussão foi inicialmente sugerida por Ranzini (1988). O autor sugere que o operador, ao término da cravação do amostrador, aplique à haste final da composição da sondagem uma torção, medindo, por meio de um torquímetro, o momento de torção máximo necessário à rotação do amostrador. No mesmo trabalho, o autor sugeriu ainda que o ensaio passasse a ser designado de SPTF (Standart Penetration Test, with Friction Measurement), para manter a terminologia internacional.

Desde então o ensaio tem sido rotineiro em diversas regiões do país e, mais destacadamente, no Estado de São Paulo, cabendo a Decourt e Quaresma Filho (1991, 1994) o estabelecimento das regras básicas para sua interpretação. A partir daí uma série de publicações foram escritas sobre o assunto (Alonso, 1994; Quaresma et al., 1998). Atualmente, o ensaio é conhecido como SPT-T.

O torque pode ser utilizado em um novo tipo de classificação que se tem como base o estabelecimento de correlações estatísticas entre o valor do torque (T_{spt}) e o valor do índice de resistência à penetração (N_{spt}), onde a estrutura dos solos desempenha

papel fundamental (Quaresma et al., 1998). O torque também pode ser utilizado para a determinação do atrito lateral de estacas (Alonso, 1994; Carvalho et al., 1998), identificação de pedregulhos no interior de uma massa de solo e fragmentos de rocha em solos saprolíticos além da identificação de solos colapsíveis.

O índice de torque (T/N) é um parâmetro também muito utilizado e corresponde a relação entre o valor do torque (T_{spt}) medido e o valor do índice de resistência à penetração (N_{spt}) da sondagem a percussão.

Segundo Quaresma et al. (1998), apesar da necessidade de novos ensaios comprobatórios, a partir de dados dos solos de São Paulo pode-se insinuar que os valores de T/N para areias normalmente adensadas se situariam entre 0,5 e 1,0 e para areias sobreadensadas ou compactadas esse valor variaria entre 1,0 e 1,2. No entanto, segundo Carvalho et al. (1998) a relação T/N não parece ser um parâmetro eficiente na associação com a origem dos solos, sendo que as propriedades e comportamento desses solos variam com a profundidade e de região para região em função do grau de intemperismo.

- **Medições de Energia**

O Standard Penetration Test (SPT) ou simplesmente sondagem à percussão standard, é reconhecidamente o método de investigação geotécnica do subsolo mais utilizado no Brasil. Os valores do índice de resistência à penetração (N_{spt}) do ensaio é comumente empregado em projetos de fundações de obras civis. No entanto, o valor do N_{spt} é influenciado pela energia proveniente do impacto do martelo, que é transmitida ao amostrador através das hastes. Entre países, entre regiões ou mesmo numa mesma região, há uma diversidade muito grande de equipamentos, de forma que parece natural ocorrer variabilidades na energia transferida por cada equipamento numa mesma profundidade de um mesmo tipo de solo.

No Brasil, vários pesquisadores têm buscado a bastante tempo uma efetiva compreensão do ensaio (De Mello, 1971; Belincanta, 1985; 1994; 1998; Décourt, 1989; Cavalcante, 2002; Cavalcante et al. 2004; Odebrecht, 2003). De Mello (1971), já naquela época, se preocupava com a energia transferida às hastes da composição do

equipamento no primeiro impacto do martelo, cujo cálculo foi inicialmente feito a partir da teoria newtoniana para impacto de corpos rígidos com coeficientes de restituição.

A partir daí, diversas formulações foram propostas objetivando a determinação da energia transferida durante o ensaio, e, segundo Belincanta et al. (1994), foi essa própria evolução do ensaio que tem garantido ao longo do tempo a sua permanência.

O mecanismo de transferência de energia de uma onda longitudinal de compressão incidente do martelo para as hastes do equipamento de sondagem à percussão é ilustrado na Figura 2.19. Nessa mesma figura observa-se que, ao contrário do que pressupõe a teoria newtoniana do impacto de corpos rígidos, o amostrador só percebe o impacto do martelo a partir do instante da chegada da onda longitudinal de compressão incidente, quando é iniciada a sua penetração, o que se dá após o tempo l'/c' , sendo l' o comprimento da composição e c' é a velocidade de propagação da onda.

Segundo Belincanta et al. (1994) a energia contida num pulso de compressão é composta de duas parcelas: i) uma de deformação, que é devida à compressão do próprio material e, ii) outra cinética, devida ao movimento de agitação das partículas animadas pela passagem do pulso.

Dessa forma, a energia transferida à haste (W_t) desde o início da propagação da onda ($t=0$) até um tempo t qualquer pode ser calculada por:

$$W_t = \int_{t=0}^t F.v.dt \quad (2.26)$$

onde F é o registro de força em função do tempo e v o registro de velocidade de partícula, que corresponde à velocidade com que determinada partícula está animada, quando sujeita às tensões provenientes da passagem de um determinado pulso de tensão.

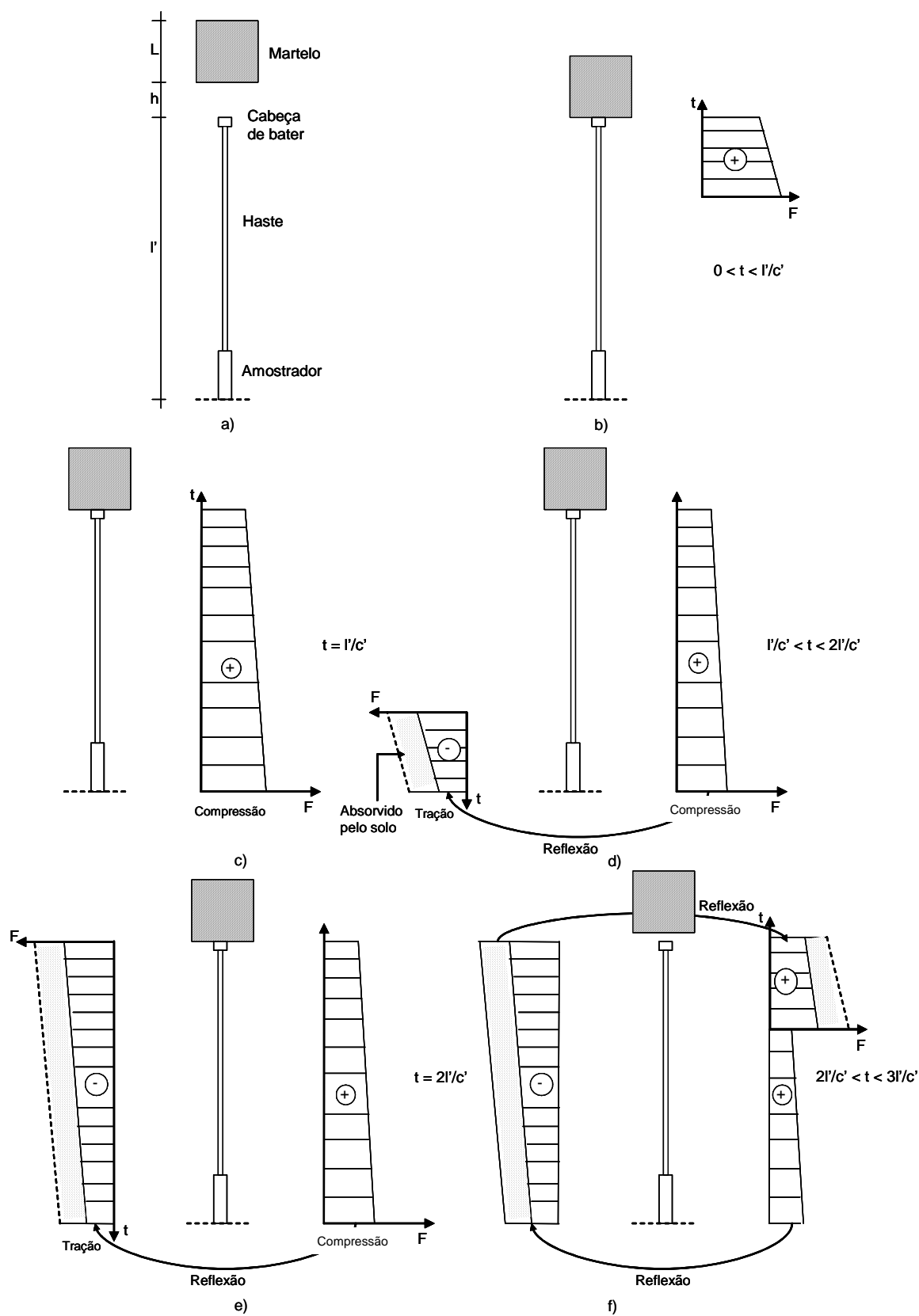


Figura 2.19 – Esquema simplificado do mecanismo de propagação de ondas longitudinais de tensão a) $t=0$ b) $0 < t < l'/c'$ c) $t = l'/c'$ d) $l'/c' < t < 2l'/c'$ e) $t = 2l'/c'$ f) $2l'/c' < t < 3l'/c'$ (Palacios, 1977).

Assim, a partir de medições de força e velocidade numa seção no topo das hastes do equipamento de sondagem à percussão (SPT), pode-se determinar a energia transferida ao sistema haste-amostrador, integrando-se o sinal da força vezes o de velocidade em relação ao tempo nesta seção.

A partir da proporcionalidade existente entre a tensão e a velocidade ($\sigma = E.v/c'$), tirando-se o valor da velocidade e substituindo-se na Equação 2.26, chega-se a:

$$W = \frac{c}{E.a} \int_{t=0}^t F^2 . dt \quad (2.27)$$

sendo E o módulo de elasticidade, c a velocidade de propagação da onda longitudinal de tensão, a a área da seção transversal instrumentada e t o tempo de duração da primeira onda longitudinal de compressão.

A expressão 2.27 é internacionalmente conhecida como método F^2 . No Brasil, Cavalcante (2002) denominou esse método de EF2, considerando a integral da força ao quadrado no intervalo de tempo entre 0 e “tension cutoff”. No caso da integral ser calculada até o tempo $2.l'/c'$, o método recebe a denominação E2F.

A “tension cutoff”, ou corte do pulso de tensão, corresponde ao tempo em que a transferência de energia do martelo para a haste é momentaneamente interrompida e ocorre quando de compressão emitida pela queda do martelo ao longo da composição de haste retorna como uma onda de tração. Quando esta onda de tração atinge o contato entre o martelo e a haste, no tempo igual a $2.l'/c'$, a tensão de tração excederá a tensão de compressão então existente entre o martelo e a haste. Isso fará com que haja uma tensão de tração resultante provocando a separação do martelo da haste

Assim, a energia contida num pulso de compressão pode ser determinada pelas seguintes equações:

$$EFV = \int_{t=0}^{t=\max} F \cdot v \cdot dt \quad (2.28)$$

$$EF2 = \frac{c}{E \cdot a} \int_{t=0}^{t(F=0)} F^2 \cdot dt \quad (2.29)$$

$$E2F = \frac{c}{E \cdot a} \int_{t=0}^{t=2l/c} F^2 \cdot dt \quad (2.30)$$

As Equações 2.29 a 2.30 representam, respectivamente, os métodos EFV, EF2 e E2F. Vale destacar que no método EF2 a integral atingirá o tempo para o qual a força (F) zera pela primeira vez, enquanto pelo método E2F esse tempo corresponde a $2.l'/c'$. O tempo t_{\max} é aquele para o qual a integral representada fornece o maior valor.

Uma discussão mais detalhada sobre as limitações da utilização de cada equação bem como uma abordagem mais completa sobre o assunto energia do SPT, pode ser encontrada em Cavalcante (2002) e Odebrecht (2003).

Os fatores que contribuem na variabilidade da energia transferida às hastes e, portanto, nos resultados do SPT podem ser agrupados em três grupos: i) humano, ii) de equipamento e iii) de procedimento. Cada um desses, por si só, poderá influenciar fortemente nos resultados do ensaio, de forma que, segundo Belicanta et al (1994), diferenças superiores a 100% são factíveis.

Em decorrência das perdas citadas, podem surgir reduções consideráveis na velocidade de impacto do martelo do SPT com a cabeça de bater, de forma que se pode definir um índice, denominado de eficiência (e), o qual relaciona a energia teórica (E_t) à energia medida (E_{medida}) imediatamente antes do impacto através da seguinte equação:

$$e = \frac{E_{medida}}{E_t} \quad (2.31)$$

O comitê técnico formado durante o ISOPT 1 (1988), em Orlando, para tratar do SPT, assim como o Technical Committee on Penetration Test of Soils no ISSMFE (1989), no Rio de Janeiro, recomendaram a calibração dos equipamentos de SPT em termos de transferência de energia às hastes. Foi recomendado ainda que os ajustes dos valores do N_{spt} deveriam ter como base de referência a energia correspondente a 60% da energia nominal contida no martelo de 63,5 kg, após uma queda livre de 760mm (sistema americano).

Palacios (1977) e Schmertmann e Palacios (1979) demonstraram que a resistência à penetração do SPT é inversamente proporcional à energia transferida às hastes, de forma que é possível corrigir o valor do N_{spt} obtido sob um determinado nível de energia medida (N_{medido}) para um nível de eficiência diferente. Assim, o cálculo do índice de resistência à penetração correspondente a um nível de eficiência igual a 60% (N_{60}) é feito a partir da seguinte equação:

$$N_{60} \cdot E_{60} = N_{medido} \cdot E_{medido} \quad (2.32)$$

Sabe-se que nos Estados Unidos a maioria das correlações empíricas foram estabelecidas sob um nível de eficiência de 60%. Porém no Brasil, segundo Cavalcante (2002), os valores medidos até o presente indicam uma eficiência em torno de 83%, independente do comprimento da haste e da resistência do solo. Dessa forma, torna-se evidente a necessidade de correção dos valores do N medido para que, somente depois, possam ser usados em projetos de engenharia.

2.3.3.8 Ensaio Dilatométrico

O dilatômetro foi desenvolvido na Itália por Marchetti (1980) e consiste de uma lâmina longa de 14 mm de espessura, 95 mm de lado e 220 mm de comprimento que é introduzida no solo. Uma das faces da lâmina apresenta um diafragma metálico de 60 mm de diâmetro capaz de promover uma expansão lateral de 1,1 mm por meio da aplicação de pressão de um gás.

A Figura 2.20 ilustra uma vista lateral e frontal da lâmina dilatométrica.

No ensaio, a lâmina dilatométrica é introduzida verticalmente na massa de solo, utilizando preferencialmente um sistema hidráulico de cravação e em intervalos de 10 a 20 cm a penetração é interrompida e a membrana é inflada por pressão de gás.

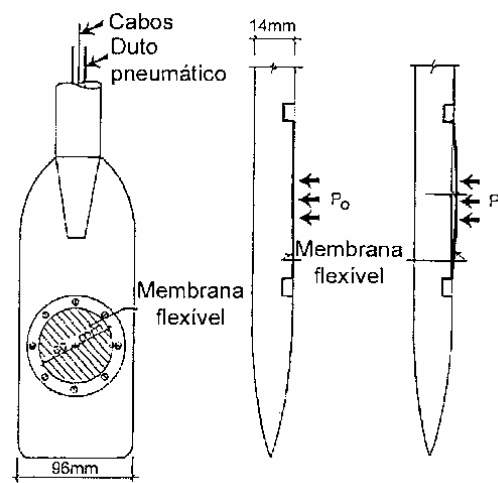


Figura 2.20 - Vista lateral e frontal da lâmina dilatométrica (Schnaid, 2000).

A pressão correspondente a uma expansão de 0,05 e 1,1 mm é registrada como P_o e P_i , respectivamente, e depois de corrigidas, são usadas juntamente com a pressão hidrostática, u_o , e a tensão efetiva, σ'_{vo} , para a determinação de uma série de parâmetros. Os mais comumente usados são índice material, I_D , o índice de tensão horizontal, K_D , e o módulo dilatométrico, E_D , dados por:

$$I_D = \frac{P_i - P_o}{P_i - u_o} \quad (2.33)$$

$$K_D = \frac{P_o - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (2.34)$$

$$E_D = \alpha_D \cdot (P_i - P_o) \quad (2.35)$$

onde α_D é igual a 34,7 para um diâmetro da membrana flexível de 60 mm e para uma expansão de 1,1 mm.

A velocidade do avanço da lâmina é a mesma empregada na penetração do cone, 2 a 4 cm/s. Inicialmente, uma série de correlações foram propostas. No entanto, essas correlações foram baseadas em um número reduzidos de solos italianos.

Kramer (1996) apresentou algumas correlações entre o módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) dos solos e os parâmetros dilatométricos. Outras correlações são apresentadas em Schnaid (2000).

Custódio et al. (2006) afirmam existir evidências da correlação entre a pressão limite (p_l) do ensaios pressiométrico e p_o e p_l do ensaio dilatométrico.

Segundo Rocha Filho (1991), a aplicação do ensaio dilatométrico (DMT) como técnica de ensaio “in situ” é muito restrita em solos residuais devido à limitação quanto à penetrabilidade do dilatômetro em perfis resistentes.

Ortigão et al. (1996) obtiveram uma repetibilidade satisfatória nos resultados obtidos de ensaios dilatométricos (DMT) na argila porosa de Brasília.

Segundo Lunne e Powell (1993) o dilatômetro apresenta a vantagem de ser um ensaio rápido, simples e com boa repetibilidade. Desde de 1985 tem sido modificado ainda para utilização em estudos offshore.

2.4 COMPORTAMENTO DINÂMICO/CÍCLICO DE SOLOS GRANULARES

2.4.1 INTRODUÇÃO

O entendimento do comportamento dos solos que são submetidos a solicitações de carga que variam no tempo tem aplicações em uma diversidade muito grande de problemas de engenharia como no solo de apoio de estruturas sujeitas a sismos, fundações de máquinas, vibrações provocados por cravação de estacas, estruturas offshore, etc.

As respostas dos solos sujeitos às solicitações dinâmicas podem ser previstas pela utilização de modelos que, quase sempre, utilizam o módulo de cisalhamento dinâmico (G) e o coeficiente de Poisson (ν). Devido à pequena sensibilidade do coeficiente de Poisson em problemas geotécnicos, é prática comum a adoção de um valor de ν com base no tipo de solo e uma atenção especial é dada apenas na caracterização de G (Morgan e Moore, 1968; Kramer, 1996).

Barros et al. (2006) destacam o módulo de cisalhamento dinâmico (G) como o principal parâmetro do solo a ser considerado em análises dinâmicas/cíclicas.

No Brasil, os primeiros registros de estudos envolvendo dinâmica dos solos são de 1972, com o programa de construção de centrais nucleares. Todavia, apenas durante a década de 1980 começaram a ser realizados os primeiros ensaios dinâmicos pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica do Estado de São Paulo (IPT). Mais recentemente, investigações sobre as propriedades dinâmicas têm sido exigidas nos solos presentes na plataforma continental Brasileira para exploração de petróleo e para projetos de fundações de máquinas e equipamentos sensíveis.

2.4.2 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS SOLOS GRANULARES SUJEITOS A CARREGAMENTOS ESTÁTICOS

Classicamente, consideram-se dois grupos distintos de problemas geotécnicos: análise de recalque ou deformações e a análise de estabilidade ou ruptura. Para o primeiro grupo, o solo é caracterizado pela sua relação tensão versus deformação,

empregando-se a Teoria da Elasticidade. Análises de estabilidade são realizadas através da verificação do equilíbrio limite.

Mais modernamente, teorias elastoplásticas buscam soluções que sejam capazes de acoplar num único modelo constitutivo tensões normais, tensões de cisalhamento e variação de volume. Esse enfoque recebeu o nome de Mecânica dos Solos do Estado Crítico (Wood, 1990 e Atkinson, 1993).

Solicitações externas provocam variações nas tensões efetivas dos solos que se deformam devido a diversos fatores como a compressão dos grãos de solo, flexão de algumas partículas em forma de placas, ruptura de grãos e escorregamento entre partículas.

Na Mecânica dos Solos, a relação tensão versus deformação dos solos é expressa por meio de módulos. Os módulos mais utilizados são o módulo de elasticidade, o módulo de elasticidade volumétrico, o módulo edométrico e o módulo de cisalhamento.

- **Módulo de Elasticidade (E)**

O módulo de elasticidade (E), ou módulo de Young, é decorrente da conhecida lei de Hooke que é dada por:

$$\sigma_1 = E \cdot \varepsilon_1 \quad (2.36)$$

onde: σ_1 é a tensão aplicada na seção transversal de um corpo de prova, ε_1 é a deformação dada pela relação entre o encurtamento e o comprimento inicial de um determinado corpo de prova.

Com a ocorrência de deformações na direção da força aplicada, também ocorrem deformações laterais (ε_2 e ε_3) que são relacionadas com a deformação ε_1 por meio do coeficiente de Poisson (ν) de forma que:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \nu \cdot \varepsilon_1 \quad (2.37)$$

Aplicando-se a um corpo de prova tensões nas três direções ortogonais, as deformações em cada direção serão iguais à soma das deformações provocadas por cada uma das forças externas, assim:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \nu.\sigma_2 - \nu.\sigma_3) \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu.\sigma_1 - \nu.\sigma_3) \quad (2.39)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}(\sigma_3 - \nu.\sigma_1 - \nu.\sigma_2) \quad (2.40)$$

A variação volumétrica, ε_v , é dada por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (2.41)$$

Em função das tensões aplicadas, a variação volumétrica é dada por:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3).(1 - 2\nu) \quad (2.42)$$

- **Módulo de Elasticidade Volumétrico (K)**

Quando se aplicam três tensões ortogonais iguais $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (compressão isotrópica), tem-se que:

$$\varepsilon_v = \frac{3}{E}.\sigma_1.(1 - 2\nu) = 3.\varepsilon_1.(1 - 2\nu) \quad (2.43)$$

O módulo de elasticidade volumétrico (K) é definido de forma análoga ao módulo E, assim:

$$K = \frac{\sigma}{\varepsilon_v} = \frac{\sigma}{3.\varepsilon_1.(1 - 2\nu)} \quad (2.44)$$

O módulo de elasticidade volumétrico (K), em função do módulo de elasticidade (E), é dado por:

$$K = \frac{E}{3.(1-2.\nu)} \quad (2.45)$$

- **Módulo Edométrico (D)**

O módulo edométrico (D) é definido pela relação entre a tensão aplicada e a deformação correspondente quando um corpo de prova é submetido a um carregamento numa direção e impede-se qualquer deformação nas direções normais ao carregamento ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$), desta forma tem-se que:

$$D = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} = \frac{1-\nu}{1-\nu-2\nu^2}.E \quad (2.46)$$

- **Módulo de Cisalhamento (G)**

O módulo de cisalhamento (G) é definido pela relação entre uma tensão cisalhante aplicada e a distorção por ela provocada. Em função do módulo de Elasticidade (E), tem-se que:

$$G = \frac{E}{2.(1+\nu)} \quad (2.47)$$

2.4.2.1 Representação dos Módulos dos Solos

A curva tensão versus deformação de um solo carregado axialmente tem uma forma não linear que é ilustrada através da Figura 2.21.

Para considerar a ausência de proporcionalidade entre σ e ε nos solos, faz-se a associação com um parâmetro de deformabilidade pela consideração do módulo de elasticidade.

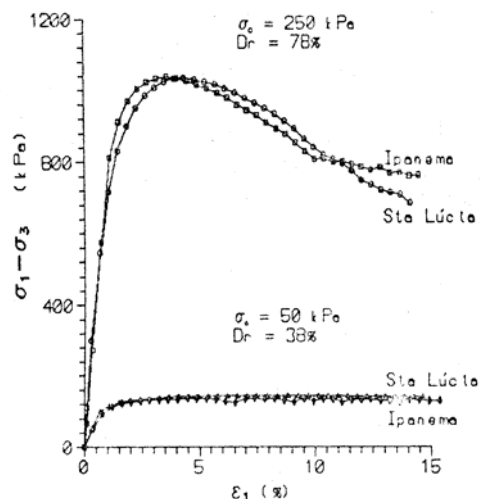


Figura 2.21 – Curva tensão versus deformação de areias em ensaios triaxiais drenados (Ratton e Sayão, 1994).

Em geral, o módulo de elasticidade é obtido de três formas que o classifica em três tipos: módulo de elasticidade tangencial (E_{tan}), módulo de elasticidade secante (E_{sec}) e módulo de descarregamento-recarregamento (E_{ur}). Os módulos E_{tan} , E_{sec} , e E_{ur} são ilustrados na Figura 2.22.

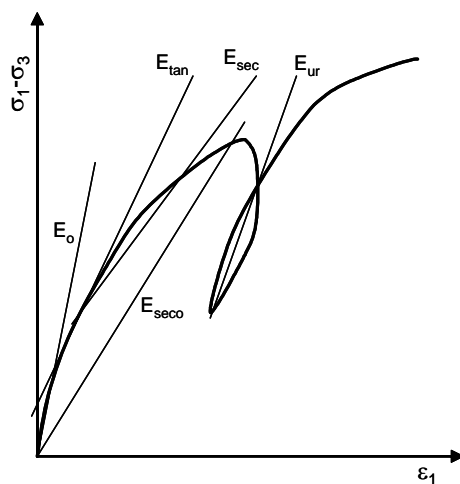


Figura 2.22 – Representação das formas de obtenção do módulo de elasticidade.

O módulo de elasticidade tangencial (E_{tan}) indica a relação entre a tensão e a deformação no ponto considerado e é obtido graficamente pelo valor da tangente do ângulo no ponto. O módulo de elasticidade secante (E_{sec}) indica a relação entre σ e ϵ entre dois pontos variando conforme o estágio de carregamento considerado. Neste caso, é necessário a indicação do nível de tensão ou deformação a que o referido

módulo corresponde. O módulo de descarregamento-recarregamento (E_{ur}) é obtido em um laço de descarga-recarga durante o ensaio.

O módulo tangencial obtido a partir da origem é denominado de módulo tangente inicial (E_o). De forma análoga, o módulo secante obtido a partir da origem é denominado de módulo secante a partir da origem (E_{seco}).

2.4.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS SOLOS GRANULARES SUJEITOS A CARREGAMENTOS DINÂMICOS/CÍCLICOS

A caracterização dos mais importantes aspectos do comportamento cíclico pode ser feita por meio de modelos. Kramer (1996) dividiu esses modelos em três classes: modelo linear equivalente, modelo não linear cíclico e modelo constitutivo avançado.

2.4.3.1 Modelo Linear Equivalente

Os ensaios cíclicos são usados para determinar as laçadas de histerese tensão-deformação, a partir das quais o módulo de cisalhamento e a razão de amortecimento podem ser determinados.

Os ensaios cíclicos mais utilizados são: o ensaio de cisalhamento direto, o triaxial e o torcional. Para a execução dos mesmos, além dos equipamentos utilizados nos ensaios estáticos correspondentes, é necessário um sistema especial servo-controlado para aplicação do carregamento cíclico e transdutores eletrônicos acoplados a registradores com velocidade de resposta compatível para a aquisição de dados.

Uma amostra de solo sujeita a um carregamento simétrico cíclico exibe no gráfico tensão x deformação uma laçada de histerese com o aspecto ilustrado na Figura 2.23.

Por esta figura o módulo de cisalhamento secante, G_{sec} ou apenas G , é determinado diretamente pela medida da inclinação da reta que une os pontos extremos da laçada de histerese e o módulo de cisalhamento tangente, G_{tan} , é determinado pela medida da inclinação de uma reta tangente em qualquer ponto da laçada (Figura 2.23 a).

O módulo de cisalhamento tangente com origem no ponto O apresenta a reta de maior declividade e é, portanto, denominado de módulo de cisalhamento máximo (Figura 2.23b).

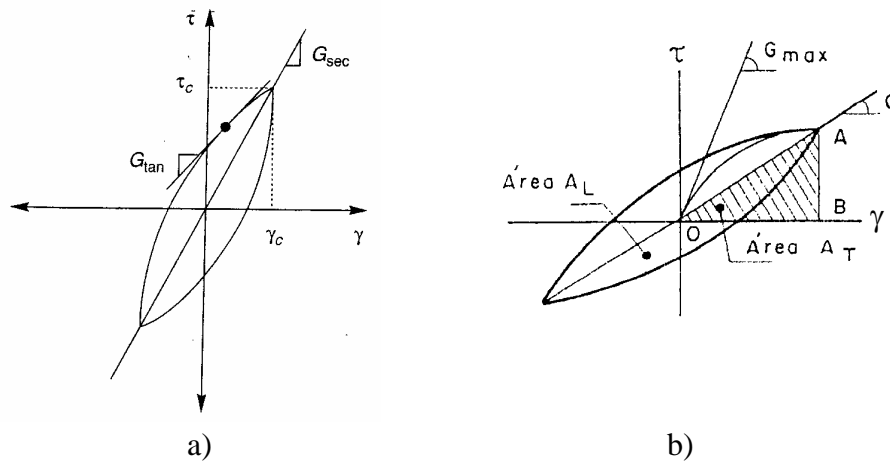


Figura 2.23 Laçada de histerese a) Módulo de cisalhamento secante, G_{sec} , e módulo de cisalhamento tangente, G_{tan} (Kramer, 1996) b) Dedução do módulo de cisalhamento e da razão de amortecimento (Barros e Hachich, 1998).

Dessa forma, o módulo de cisalhamento (G) pode ser determinado diretamente no gráfico $\tau \times \gamma$, pela medida inclinação da reta que une os pontos extremos da laçada de histerese, de forma que:

$$G = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.48)$$

onde τ_c é a amplitude da tensão cisalhante e γ_c é a amplitude da deformação cisalhante.

A razão de amortecimento (D) é por sua vez determinada utilizando-se a seguinte expressão:

$$D = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A_L}{A_T} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_L}{G \cdot \gamma_c^2} \quad (2.49)$$

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

Os parâmetros G e D são freqüentemente denominados de parâmetros do modelo linear equivalente. Para Kramer (1996), é justamente devido a uma grande quantidade de métodos serem baseados nos parâmetros G e D que é necessário uma atenção especial em suas caracterizações.

É importante ressaltar que o modelo linear equivalente é uma aproximação do real comportamento não linear do solo, não devendo ser usado diretamente em problemas envolvendo deformações permanentes ou ruptura. Por outro lado, Almeida Neto (1989) afirma que como a operação satisfatória das fundações de máquinas envolve amplitudes de deslocamentos da ordem de centésimo de milímetros, as deformações dinâmicas do solo podem ser admitidas quase elásticas, sem deformações permanentes e com deformações não-lineares desprezíveis.

Segundo Tschebotariof (1978) o efeito das vibrações é mais danoso nas areias secas ou submersas do que nas argilas ou siltes coesivos. Segundo o próprio autor isso ocorre porque as ligações entre as partículas de argila ou silte possuem uma certa elasticidade que possibilitam deslocamentos oscilatórios repetidos sem que haja ruptura das ligações. Em menor grau, isso também ocorre para areias úmidas. Por outro lado, para areias secas ou submersas, de compacidade de fofa a média, ocorre em cada ciclo ligeiros escorregamentos entre os grãos cujo efeito acumulado pode ser bastante considerável.

- **Módulo de Cisalhamento dos Solos**

Diversos fatores afetam o módulo de cisalhamento dos solos, dentre eles destaca-se o nível da deformação cisalhante imposto e que será abordado em seguida.

Fatores que Afetam o Módulo de Cisalhamento dos Solos

Ensaio de laboratório tem mostrado que a rigidez de um solo, representado pelo seu módulo de cisalhamento, é influenciado pela amplitude da deformação cíclica, índice de vazios, tensão efetiva, índice de plasticidade, tensão de pré-adensamento e do número de ciclos de carga (Kramer, 1996).

Barros (1997) agrupou os parâmetros que afetam o módulo de cisalhamento máximo dos solos em quatro categorias qualitativas. Segundo ele, os fatores classificados como importante ou muito importante seriam a tensão principal efetiva na direção da propagação da onda, tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula, o índice de vazios, o grau de saturação principalmente para argilas e siltes, o grau de cimentação, a razão de sobreadensamento e o tempo para as argilas, o teor de partículas finas em areias e o carregamento cíclico anterior. Prakash e Puri (1981) também destacam o efeito do tempo nos solos argilosos que sofrem adensamento secundário, denominado de envelhecimento, e a influência da tensão confinante, da deformação cisalhante e do índice de vazios para todos os tipos de solos.

Os fatores considerados menos importantes são a tensão de cisalhamento estática, o sobreadensamento sob tensões anisotrópicas e a forma dos grãos em areias e a frequência para argilas. Os fatores relativamente não importantes são a temperatura, o tamanho dos grãos e a distribuição granulométrica, o número de ciclos, a terceira tensão principal efetiva, o tipo de vibração e a condição de drenagem. Mohsin e Aired (2005) incluem nos fatores que influenciam o G_{max} a anisotropia.

Como resultado de uma série de investigações em laboratório realizadas entre as décadas de 60 e 70, diversas expressões que levam em consideração os efeitos da pressão confinante e do índice de vazios foram propostas (Barros, 1997). Dentre elas a expressão de Hardin (1978) é a mais utilizada e tem sido utilizada como referência por diversos pesquisadores (Barros, 1997; Stephenson, 2004 e Barros et al., 2006). Dessa forma, a expressão de Hardin (1978) será apresentada no Capítulo 4 desta tese e seus resultados comparados com os de propostas que utilizam dados de ensaios de campo.

O grau de saturação, e portanto a sucção, é um fator muito importante para solos não coesivos e ainda mais acentuadamente para solos coesivos. Solos parcialmente saturados apresentam valores de G_{max} maiores do que os obtidos na condição completamente seca ou saturada.

Segundo Barros et al (1991), Barros (1997), Murthy et al. (1991) e Mohsin e Aired (2005), a cimentação das partículas majora o valor de G_{max} . Vale comentar que o grau de cimentação de um determinado solo pode ser obtido a partir da quantidade de

carbonato de cálcio presente. Detalhes sobre a forma de obtenção do grau de cimentação pode ser obtida em Murthy et al. (1991).

O efeito do tempo, particularmente em argilas e siltes, corresponde ao aumento do módulo com o tempo. A tensão efetiva média não tem efeito considerável no módulo de cisalhamento, mas sim as componentes individuais de tensão. Quanto ao efeito da duração do confinamento, para a maioria dos solos a variação de G_{max} com o tempo de adensamento pode ser caracterizada por uma fase inicial, em que o módulo varia rapidamente, seguida por uma segunda fase, em que o módulo varia de forma aproximadamente linear com o logaritmo do tempo (Barros e Hachich, 1998).

Para Kramer (1996), medidas confiáveis obtidas em amostras de ensaios de laboratório dependem da habilidade na reprodução das condições iniciais e de carregamento do problema de interesse, e ainda, enquanto o índice de vazios e as condições de tensão podem ser recriadas com a reconstituição das amostras os outros parâmetros que afetam o módulo de cisalhamento não podem.

Para Prakash e Puri (1981) os valores do módulo cisalhante (G) obtidos por ensaios de laboratório e campo divergem significativamente devido ao amolgamento provocado com a amostragem necessária aos estudos de laboratório, à própria heterogeneidade dos depósitos de solos e aos efeitos do tempo.

Relação entre o Módulo de Cisalhamento e a Amplitude de Deformação Cisalhante

Conforme já foi relatado anteriormente, o comportamento tensão-deformação dos solos que são submetidos a carregamentos cíclicos é não linear e histerético. Neste caso, a curva tensão x deformação de um corpo de prova submetido a um carregamento cisalhante cíclico simétrico, com tensão cisalhante inicial nula, tem o aspecto ilustrado na Figura 2.24.

Na laçada de histerese da Figura 2.24, os pontos A e C definem os extremos da laçada. O módulo de cisalhamento secante (G) é diferente de acordo com o nível de deformação cisalhante cíclica, e sua obtenção está sempre associada a uma determinada

deformação (γ_c) e corresponde a inclinação da linha que liga a origem com a extremidade da laçada.

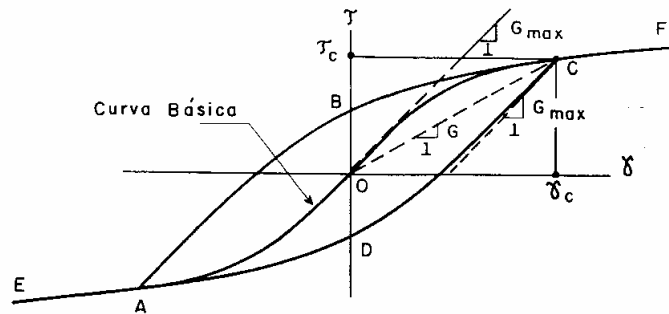


Figura 2.24 - Curva tensão x deformação de um corpo de prova submetido a um carregamento cisalhante cíclico simétrico, com tensão cisalhante inicial nula (Barros, 1997).

Pela Figura 2.25 observa-se duas laçadas correspondentes a dois ensaios realizados dois níveis distintos de deformação, γ_1 e γ_2 . O módulo de deformação cisalhante, G_1 , associado à deformação cisalhante, γ_1 , é maior que o módulo G_2 , que por sua vez está associado à deformação cisalhante, γ_2 .

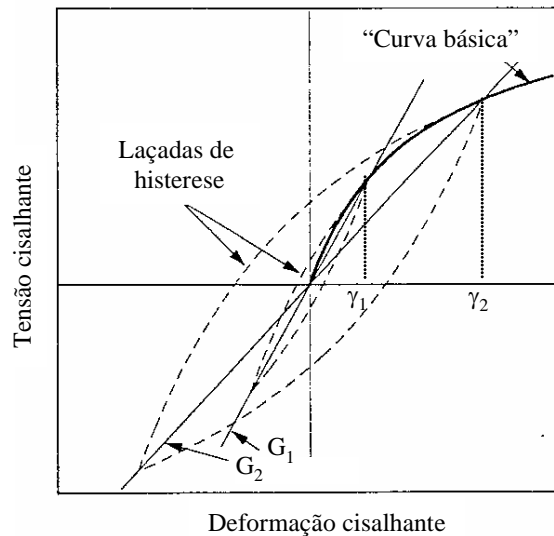


Figura 2.25 – Laçadas de histerese para diferentes amplitudes de deformação (Fahey, 1992 com modificações).

A curva formada pelos pontos EAOFC da Figura 2.24 é denominada de “curva básica” e é resultado do conjunto de pontos (τ_c , γ_c) das extremidades de todas as laçadas de histerese, associadas a diferentes valores de deformações.

A curva básica constitui a base para a caracterização do comportamento tensão x deformação dos solos para análises não linear. A inclinação de uma reta formada por qualquer ponto da curva e a origem dá o módulo de cisalhamento secante, G , associado àquela deformação cisalhante. A inclinação da reta tangente, a partir da origem, define o módulo de cisalhamento máximo, G_{max} .

Para valores muito baixos de γ , o módulo secante, G , torna-se igual ao módulo máximo, G_{max} , e à medida que a amplitude de deformação aumenta, o módulo de deformação diminui. Essa afirmação, é claramente verificada a partir da utilização da “curva de redução do módulo” como pode ser observado pela ilustração da Figura 2.26.

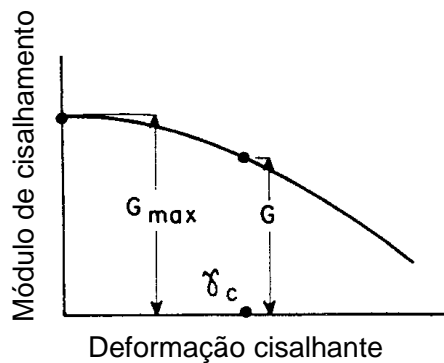


Figura 2.26 - Curva de redução do módulo (Barros, 1997).

Barros et al (1991) obtiveram para solos de São Paulo maiores variações do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) com a deformação para solos arenosos do que para solos argilosos.

A curva de redução do módulo é determinada a partir de ensaios de laboratório (coluna ressonante, cisalhamento, torcional ou triaxial cíclicos) cujos resultados permitem a construção de um gráfico da redução do módulo normalizado, $G/G_{max} \times \gamma$ (Figura 2.27).

A principal vantagem da utilização da relação normalizada é que quaisquer fatores, desconhecidos ou não, que influenciarem da mesma forma tanto G_{max} quanto G não terão nenhum efeito na relação G/G_{max} .

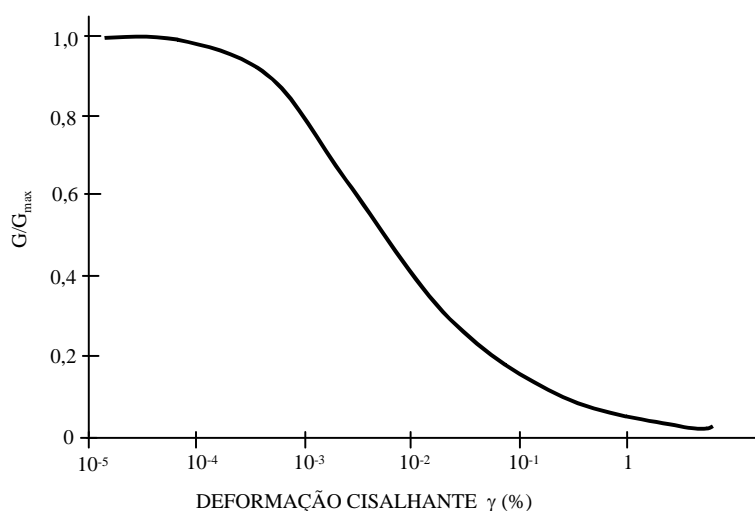


Figura 2.27 – Curva de redução do módulo “normalizado” de argilas (Seed e Idriss, 1970).

Segundo Barros et al. (2006) o valor do módulo de deformação cisalhante pode reduzir em mais de dez vezes ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante da ordem de $10^{-3}\%$ para 1%.

Segundo Yu e Richart (1984) e Fahey (1992) a relação G/G_{max} não depende unicamente da deformação imposta mas também da tensão confinante.

A avaliação do módulo de deformação cisalhante deve ser compatível com o nível de deformação de cada problema específico (Silveira et al., 2006). A Figura 2.28 mostra a escala de amplitudes da deformação cisalhante de uma série de problemas de engenharia. Há registros na literatura que indicam que o módulo de deformação cisalhante para carregamentos estáticos é cerca de 5 a 10 % do G_{max} para carregamentos dinâmicos.

Os ensaios de campo induzem no terreno deformações cisalhantes cujos módulos podem não ser compatíveis com o nível de deformação do problema dinâmico em estudo (Figura 2.28). Nestes casos, uma alternativa é a utilização de ensaios de laboratório apesar dos inevitáveis problemas de amolgamento associados com a amostragem.

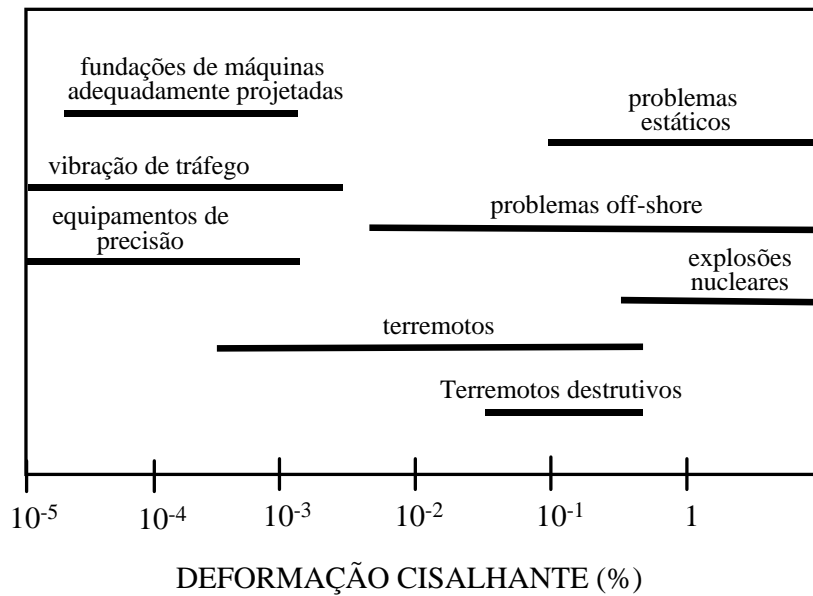


Figura 2.28 – Deformações cisalhantes em solos para diversos problemas dinâmicos (Barros, 1997, adaptado de Woods em 1978, Massarsch em 1983 e Carruba e Maugeri em 1988).

Segundo Kramer (1996) a utilização da medida da velocidade da onda cisalhante a partir de ensaios sísmicos é a forma mais confiável para a avaliação do valor de G_{max} no campo. Nestes casos, deve-se tomar cuidados adicionais na interpretação da velocidade da onda cisalhante, particularmente em camadas de solos anisotrópicos, que podem apresentar variações com a direção de propagação da onda conforme relato de Powell e Butcher (2004).

A forma da curva de redução do módulo é influenciada pelo índice de plasticidade, índice de vazios, pela pressão confinante efetiva e pelo número de ciclos de carga. Para Barros (1997) os dois mais importantes parâmetros que afetam a forma da curva de redução do módulo são a pressão de confinamento, para areias e argilas, e o índice de plasticidade, para o caso de solos argilosos.

A Tabela 2.6 mostra os principais ensaios de campo e laboratório utilizados para a determinação do módulo de cisalhamento dos solos e suas respectivas faixas de deformação na qual cada um pode ser utilizado.

Tabela 2.6 – Faixas de deformação dos ensaios de campo e laboratório mais utilizados para a determinação do módulo de cisalhamento (Barros, 1997 com modificações).

Ensaio de Campo		
Ensaio	Princípio da Técnica	Faixa de deformação de G imposto no ensaio (%)
Crosshole	Determinação de v_s	10^{-4}
Downhole	Determinação de v_s	10^{-4}
Uphole	Determinação de v_s	10^{-4}
Piezocone sísmico	Determinação de v_s	10^{-4}
Refração sísmica	Determinação de v_s	10^{-4}
Vibração em regime estacionário	Determinação de v_R	10^{-4}
Análise espectral de ondas superficiais (SASW)	Determinação de v_R	10^{-4}
Ensaio pressiométrico	Determinação da curva tensão deformação	10^{-1}
Ensaio de Laboratório		
Ensaio	Princípio da Técnica	Faixa de deformação de G imposto no ensaio (%)
Coluna ressonante	Determinação de v_s	10^{-4} a 10^{-2}
Bender elements	Determinação de v_s	10^{-4}
Cisalhamento simples cíclico	Determinação da curva tensão deformação	10^{-2} a 1
Triaxial cíclico	Determinação da curva tensão deformação	10^{-2} a 1
Torcional cíclico	Determinação da curva tensão deformação	10^{-2} a 1
Coluna ressonante e torcional cíclico combinados	Determinação de v_s e da curva tensão deformação	10^{-4} a 1

As constantes de mola (k) e de amortecimento (c) são utilizados para a descrição dos movimentos de funções de máquinas rotativas. A partir dos métodos que consideram o solo como um semi-espaco elástico, k e c são determinados em função dos parâmetros G , ν e ρ do solo e das dimensões do solo. Quanto aos parâmetros do solo, destaca-se o módulo de deformação cisalhante (G) que pode ser obtido por inúmeros procedimentos que divergem, principalmente, devido ao nível de deformação imposto na obtenção. No entanto, segundo Bolwes (1988) os efeitos de k e c são reduzidos por, sempre, fazerem parte das equações para determinação das propriedades de interesse (amplitude e frequência) dentro de raízes quadradas.

Quanto à forma de utilização da curva de redução do módulo, é prática comum a obtenção prévia da curva de redução do módulo em laboratório, em seguida, com a

determinação do módulo de cisalhamento máximo por ensaios de campo pode-se obter, na curva $G/G_{\max} \times \gamma$, o módulo cisalhante para qualquer nível de deformação.

- **Razão de Amortecimento**

O amortecimento apresentado por um solo corresponde à dissipação de energia apresentada por ele. Segundo Barros e Hachich (1998), o amortecimento dos solos pode ser dividido em interno e externo.

O amortecimento interno corresponde à dissipação de energia devida às características tensão-deformação-tempo do próprio solo e o amortecimento externo, também chamado de amortecimento geométrico ou por radiação, provém da dissipação de energia no maciço semi-infinito, irradiando-se a partir da interface da fundação.

O amortecimento interno pode se apresentar sob a forma viscosa e histerética. Na forma viscosa, a dissipação de energia está associada ao desenvolvimento de forças de natureza viscosa, ou seja, proporcionais às velocidades. Já no amortecimento histerético a dissipação de energia é devida ao comportamento não-elástico dos solos ocorrendo apenas a partir de um certo nível de deformações.

Nas formulações das equações de movimentos harmônico amortecidos é prática comum a representação do amortecimento através do parâmetro “c”, denominado de coeficiente de amortecimento. Na prática, toda dissipação de energia é representada por forças de amortecimento viscosas nas equações de movimento.

Segundo Almeida Neto (1989), a hipótese de amortecimento linear com a velocidade foi adotada mais por conveniência matemática do que pela representação do fenômeno físico e se justifica, na prática, pelos bons resultados apresentados quando as razões de amortecimento são pequenas.

Vale comentar que, os solos apresentam comportamento perfeitamente elástico apenas a baixíssimas deformações que é o caso mais freqüente apresentado pelas fundações de máquinas rotativas. No entanto, em condições de carregamentos cíclicos, o comportamento inelástico leva à dissipação de energia. Segundo Kramer (1996),

evidências experimentais têm mostrado que uma pequena quantidade de energia é dissipada mesmo a baixos níveis de deformações.

Para Shibuya et al. (1991) é razoável considerar nulo o amortecimento hysterético nos casos de deformação cisalhante abaixo de $10^{-3}\%$.

Apesar das equações de movimentos harmônico amortecidos considerarem o amortecimento através do coeficiente de amortecimento (c), textos de dinâmica dos solos freqüentemente utilizam a razão de amortecimento (D) para representar o amortecimento dos solos.

A razão de amortecimento (D) é definido pela relação entre o coeficiente de amortecimento e o coeficiente de amortecimento crítico, assim:

$$D = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.50)$$

Sendo que o amortecimento crítico ($c_{cr} = 2\sqrt{k.m}$) é aquele para o qual não há vibrações. Uma vez tirada de sua posição de equilíbrio a massa volta a ela sem oscilar.

A determinação da razão de amortecimento (D), em geral, é feita por meio de ensaios de laboratório sendo que os ensaios mais usados são o ensaio de coluna ressonante e os ensaios cíclicos. Diversos são os fatores que afetam a razão de amortecimento. Dentre eles, Barros e Hachich (1998) destacam a deformação cisalhante, a pressão de confinamento e o índice de plasticidade.

A razão de amortecimento aumenta com a deformação cisalhante, aumentando substancialmente na medida em que a deformação cisalhante cresce a partir de $10^{-3}\%$. Razões de amortecimento abaixo de $10^{-3}\%$ são essencialmente constantes e referidas como D_{min} . O valor da razão de amortecimento cresce com a diminuição da pressão confinante, em qualquer nível de deformação e particularmente para solos de baixa plasticidade. Finalmente, quanto maior o valor do índice de plasticidade, menor o amortecimento a uma mesma amplitude de deformação.

A Tabela 2.7 apresenta os diversos fatores que afetam a razão de amortecimento classificados de acordo com o nível de importância.

Tabela 2.7 – Nível de importância dos fatores que afetam a razão de amortecimento (Barros, 1994).

Nível de importância	Fator
Importante	deformação cisalhante
	índice de plasticidade
	pressão confinante efetiva (em areias)
	tempo (em argilas)
	número de ciclos (em areias para $\geq 10^{-2}\%$)
	condição de drenagem (areias saturadas para $\geq 10^{-2}\%$)
	carregamento cíclico anterior
	tipo de vibração
Relativamente não importante	índice de vazios
	razão de sobreadensamento
	características dos grãos
	Frequência
	técnica de ensaio em estágios
	terceira tensão principal efetiva
Fatores com efeitos não definidos e que necessitam mais investigação	método de determinação e equipamento
	grau de saturação
	Cimentação

Murthy et al. (1991) estudaram as propriedades dinâmicas dos siltes do sudoeste dos EUA por meio de ensaios triaxiais cíclicos e concluíram que a razão de amortecimento é relativamente insensível ao grau de cimentação.

Segundo Tschebotarioff (1978) uma série de métodos utilizados para a determinação da frequência natural de sistemas solo-fundação desconsideram o amortecimento justamente pela falta de métodos práticos e confiáveis para a determinação da constante de amortecimento.

Segundo Almeida Neto (1989) o amortecimento é a propriedade do sistema dinâmico mais difícil de ser avaliada possuindo diversas origens e nem sempre de natureza viscosa como foi admitido nas equações de movimento.

2.4.3.2 Modelo Não Linear Cíclico

O comportamento tensão versus deformação não linear dos solos pode ser melhor representado por modelos cíclicos não lineares que, segundo Kramer (1996) seguem o caminho tensão-deformação correto durante o carregamento cíclico. A maior vantagem dos modelos cíclicos não lineares é a sua capacidade de representar o desenvolvimento de deformações permanentes.

Os modelos mais comumente usados para descrever as relações tensão-deformação não lineares em solos são o modelo hiperbólico modificado e o modelo Ramberg-Osgood.

Devido ao baixo nível das deformações cisalhantes impostas aos solos que servem de apoio às fundações de máquinas rotativas (Figura 2.36), que é o caso dos aerogeradores, e que, portanto, apresentam deformações permanentes desprezíveis, esta Tese não utilizará modelos não lineares cíclicos para descrever o comportamento tensão versus deformação dos solos.

Descrições do modelo hiperbólico modificado e do modelo Ramberg-Osgood e maiores detalhes sobre o assunto pode ser obtido em Kramer (1996) e Barros (1997).

2.4.3.3 Modelo Constitutivo Avançado

Os modelos constitutivos avançados são os mais precisos métodos para a representação do comportamento do solo e utilizam os seguintes princípios básicos para descrever seu comportamento: condições de tensão inicial, ampla faixa de caminhos de tensão, rotação dos eixos principais de tensão, carregamento cíclico ou não, taxa de deformação alta ou baixa e condição drenada ou não drenada. Esse tipo de modelo não será utilizado neste trabalho e, portanto, o assunto não será explorado.

2.5 FUNDAMENTOS DE DINÂMICA DAS FUNDAÇÕES

2.5.1 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE UM PROBLEMA DINÂMICO

O comportamento estático de uma estrutura é, na verdade, um caso particular com aceleração nula do comportamento dinâmico. Um carregamento pode ser caracterizado como dinâmico quando varia no tempo, em valor e/ou direção. Martins (1990) e Barros e Hachich (1998) caracterizaram um “fenômeno dinâmico” não apenas por sua variabilidade no tempo mas, também, pela presença necessária de forças de inércia. Define-se como força de inércia aquela força que aparece em um corpo, por ação da mudança de movimento, tendendo a mantê-lo em seu estado de equilíbrio. Lambe e Whitman (1976) afirmam que as deformações merecem cálculos especiais quando as cargas aplicadas a uma massa de solo variam com suficiente rapidez de forma que as forças de inércia adquirem importância com respeito às estáticas.

Edifícios convencionais, durante e depois de sua construção, apresentam variação de massa. No entanto, isso ocorre em pequenos incrementos que não chegam a perturbar o equilíbrio estático vigente entre o peso da edificação e a reação do solo. Para Lambe e Whitman (1976) a velocidade do carregamento em um fenômeno dinâmico depende muito da grandeza da massa de solo envolvida. A partir daí, amostras típicas utilizadas em laboratório só teriam reações caracterizadas como dinâmicas a partir de 25 Hz. Por outro lado, grandes barragens de terra podem sofrer forças de inércia importantes a frequências em torno de 0,5 Hz.

Eventos dinâmicos em Geotecnia estão, em geral, relacionados a fundações de máquinas, propagação de ondas no solo e cravação de estacas (Martins, 1990). Para Moura et al. (2004) máquinas como turbinas, compressores, motores, geradores e, até mesmo, pequenas máquinas usadas em fábricas podem provocar vibrações importantes nas estruturas das construções. Neste contexto, destaca-se a presença de vibrações nas estruturas de aerogeradores no estado do Ceará.

A operação de máquinas rotativas poderá ocasionar desequilíbrio das forças que aceleram o conjunto máquina-estrutura-fundação. Se o movimento gerado for periódico, ou seja, se repetir em intervalos de tempos aproximadamente iguais, o conjunto oscilará

e, no caso de vibrações excessivas, poderá comprometer a funcionalidade ou, até mesmo, a utilização de uma dada construção.

Segundo Mahler (1981) os carregamentos dinâmicos podem ser classificados como periódicos, aleatórios e impulsos. A Figura 2.29 mostra a configuração dos tipos de carregamentos dinâmicos em forma gráfica. No carregamento periódico há repetição em intervalos regulares de tempo. No caso de carregamento aleatório a variação da carga não apresenta regularidade. O impulso é um caso particular em que o carregamento é aplicado uma única vez. A operação de máquinas rotativas é um caso típico de carregamento periódico e as ondas em estruturas marítimas de um carregamento aleatório. Impulso ocorre em cargas de impacto como em protetores devido a ancoragem de navios.

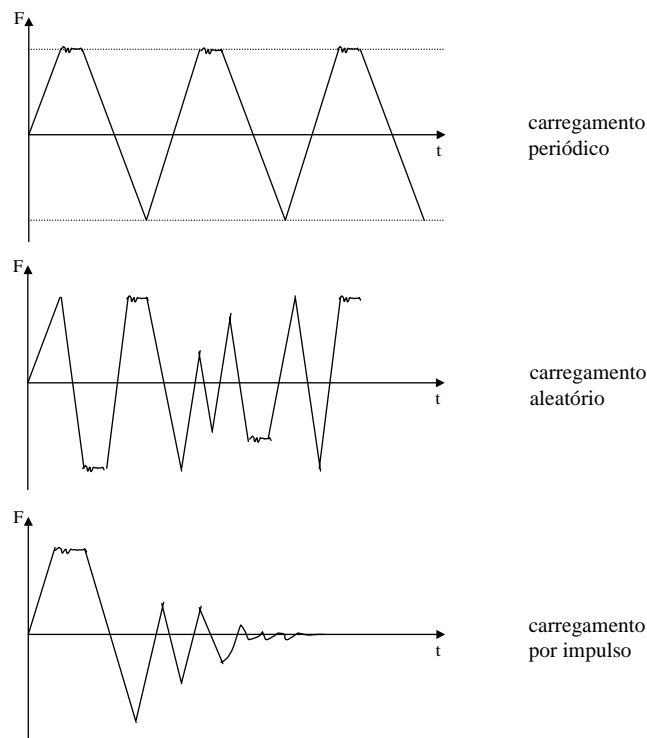


Figura 2.29 – Tipos de carregamentos dinâmico (Mahler, 1981 com modificações).

Vale observar ainda a diferença entre carregamento e resposta dinâmica. O primeiro obviamente se refere às ações impostas pela operação das máquinas à estrutura e daí às fundações da construção. Já o termo “resposta dinâmica” está associado tanto ao movimento de uma estrutura, quanto ao comportamento da fundação (solo e estrutura) quanto às suas tensões e deformações.

Ravara (1969), Clough e Penzien (1975) e Ribeiro (1984) classificam as cargas dinâmicas como prescritas, quando são totalmente conhecidas, ou aleatórias, quando não, e dividiram o carregamento dinâmico prescrito em periódico e não periódico. Assim como na classificação de Mahler (1981), nos carregamentos periódicos as cargas são repetitivas e apresentam a mesma variação com o tempo para um grande número de ciclos, que é o caso do efeito de massas desbalanceadas em máquinas rotativas. No entanto, no carregamento não periódico ocorrerá variações de curta duração, impulsivas, ou de longa duração. Uma explosão é um exemplo de carregamento não periódico de curta duração, enquanto que de longa duração seria um terremoto.

Análises de respostas de cargas prescritas são chamadas de determinísticas e de cargas aleatórias são chamadas não determinísticas, ou probabilísticas. Nas análises determinísticas pode-se estimar as variações de deslocamentos no tempo, analiticamente ou numericamente, com um certo grau de precisão. Já para o caso de análises não determinísticas, ou probabilísticas, a variação do histórico dos deslocamentos só pode ser definida em termos de características probabilísticas.

De um modo geral os carregamentos dinâmicos provocados pela ação humana (passagem de veículos em pontes, desbalanceamento de máquinas, etc) são determinísticos enquanto os decorrentes de fenômenos da natureza (ventos, sismos, etc) são probabilísticos. Vale mencionar, no entanto, que muitas vezes, para efeito de análise, os carregamentos probabilísticos são tratados como determinísticos.

O sistema máquina-estrutura-fundação constitui um complexo sistema vibrante com elevados graus de liberdade e consequentes frequências naturais que está sujeito ao fenômeno da ressonância. Entenda-se por grau de liberdade o número de direções de deslocamento em que um determinado sistema é permitido oscilar. Ribeiro (1984) definiu o número de graus de liberdade dinâmico (NGL) como o número de componentes que deve ser considerado para representar o efeito de todas as forças de inércia significativas de uma estrutura.

Segundo Martins (1990) o desenvolvimento da área de dinâmica dos solos e fundações depende dos avanços incorporados por outras áreas como, por exemplo, a

área de instrumentação, já que para eventos dinâmicos só podem ser usados transdutores eletrônicos.

2.5.2 FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE MOVIMENTO

Os deslocamentos estruturais resultam em forças de inércia. No entanto os próprios deslocamentos influenciam a grandeza dessas forças, por isso diz-se que ocorre um ciclo fechado de causa e efeito. A formulação do problema pode ser estabelecida por meio de equações diferenciais.

Análises determinísticas permitem a avaliação da história dos deslocamentos com o tempo nas estruturas devido a carregamentos dinâmicos. As expressões matemáticas que definem os deslocamentos dinâmicos são chamadas de equações de movimentos. Clough e Penzien (1975) apresentam três métodos que podem ser utilizados na formulação das equações de movimento: Equilíbrio direto pelo princípio de d'Alembert's, Princípio do Trabalho Virtual e Princípio de Hamilton.

Pelo Equilíbrio direto do princípio de d'Alembert's as expressões de movimento de um sistema dinâmico representam a segunda lei de Newton que estabelece que a taxa da variação da quantidade de movimento de uma massa, m , é igual a força que nela atua, assim:

$$F(t) = \frac{d\left(m \frac{dx}{dt}\right)}{dt} \quad (2.51)$$

onde $F(t)$ é o vetor de forças aplicadas e x o vetor deslocamento.

Se a massa permanecer constante com o tempo tem-se:

$$F(t) = m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} \quad (2.52)$$

Reagrupando chega-se a:

$$F(t) - m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} = 0 \quad (2.53)$$

onde $m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2}$ é o vetor da força inercial resistente à aceleração da massa m .

O princípio de d'Alembert's corresponde justamente ao conceito de que a massa desenvolve uma força inercial proporcional à sua aceleração e de sentido oposto. A maior vantagem desse método é permitir que as equações de movimento sejam expressas como equações de equilíbrio dinâmico.

O Princípio do Trabalho Virtual é expresso como:

“Estando um sistema estrutural em equilíbrio sob a ação de um sistema de forças e se lhe são impostos deslocamentos compatíveis com suas restrições (deslocamentos virtuais), o trabalho virtual total realizado pelas forças é nulo e equivalente à uma relação de equilíbrio.”

No método identificam-se todas as forças nas massas discretizadas, incluindo as de inércia, e introduz-se deslocamentos virtuais para cada grau de liberdade. O trabalho virtual realizado dessa forma é igualado a zero.

O Princípio do Trabalho Virtual é mais indicado para os casos que envolvem um grande número de massas interligadas ou corpos de dimensões finitas e apresenta a vantagem de trabalhar com grandezas escalares que podem ser somadas algebricamente.

Pelo Princípio de Hamilton a variação das energias cinética e potencial somada à variação do trabalho realizado por forças não conservativas em qualquer intervalo de tempo, é igual a zero. A principal vantagem deste princípio é a utilização de grandezas puramente escalares.

2.5.3 REPRESENTAÇÃO DE UMA ESTRUTURA A PARTIR DE MODELOS MATEMÁTICOS

2.5.3.1 Modelos Matemáticos de um Grau de Liberdade

A representação mais simples de uma estrutura é feita a partir de modelos matemáticos de um grau de liberdade (Figura 2.30). No sistema de um grau de liberdade permite-se o movimento apenas numa direção. Dessa forma apenas uma coordenada é necessária para definir totalmente a posição de uma determinada massa considerada concentrada. Essa massa é submetida a um carregamento externo, $F(t)$, que varia no tempo e que produz a resposta do sistema.

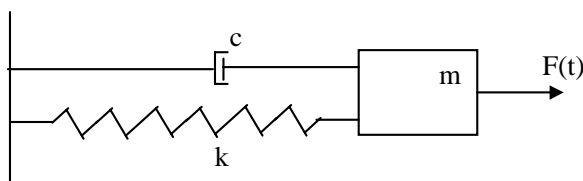


Figura 2.30 – Representação esquemática de um sistema com um grau de liberdade.

Os componentes de um sistema de um grau de liberdade são: uma massa, as propriedades elásticas, os mecanismos de amortecimento e a fonte externa de carregamento. Pela Figura 2.31 pode-se observar que a mola, de rigidez k , sem peso, fornece a resistência elástica ao deslocamento e o amortecedor, c , representa a dissipação de energia.

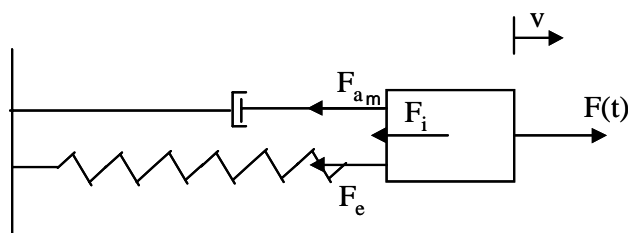


Figura 2.31 –Equilíbrio de forças de um sistema com um grau de liberdade.

A formulação da equação do movimento de um sistema com um grau de liberdade pode ser feita utilizando o equilíbrio direto pelo Princípio de d'Alembert's, o Princípio do Trabalho virtual ou o Princípio de Hamilton (Clough e Penzien, 1975). Por

questões didáticas, será apresentado nesse trabalho apenas a formulação que utiliza o equilíbrio direto pelo Princípio de d'Alembert's.

Aplicando o equilíbrio das forças que atuam na massa da Figura 2.31 na direção do deslocamento chega-se a:

$$F_i + F_{am} + F_e = F(t) \quad (2.54)$$

onde: $F(t)$ é a força externa atuante, $F_i = m \cdot \frac{d^2x}{dt^2}$ é a força de inércia, $F_{am} = c \cdot \frac{dx}{dt}$ é a força de amortecimento e $F_e = k \cdot x$ é a força elástica.

A substituição destas expressões na equação 2.54 conduz a equação do movimento de um sistema forçado com um grau de liberdade:

$$m \cdot \frac{d^2x}{dt^2} + c \cdot \frac{dx}{dt} + k \cdot x = F(t) \quad (2.55)$$

onde m é a massa da fundação, c é a constante de amortecimento, k é a constante elástica e $F(t)$ é a força externa atuante.

Considerando que a força externa atuante, $F(t)$, seja expressa por uma função do tipo $F(t) = F_m \cdot \cos \omega'' \cdot t$, sendo F_m o valor máximo da força externa, ω'' a frequência circular de atuação da força externa e t o tempo, a solução da Eq. 2.55 é:

$$x = \frac{F_m}{H} \cdot \text{sen}(\omega'' \cdot t - \delta') \quad (2.56)$$

onde: $\delta' = \arccos \frac{c \cdot \omega''}{G}$ é a constante de fase e $H = \sqrt{m^2 \cdot (\omega''^2 - \omega^2)^2 + c^2 \cdot \omega''^2}$ e $\omega = \sqrt{k/m}$ é a frequência natural, ou livre, do corpo.

Para o caso de corpos submetidos à oscilações naturais, isto é, oscilações que ocorrem quando um corpo é deslocado e depois abandonado a si mesmo, a Eq. (2.66) torna-se:

$$m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} + c \cdot \frac{dx}{dt} + k \cdot x = 0 \quad (2.57)$$

Movimentos deste tipo são chamados de movimento harmônico amortecido. Este movimento apresenta solução expressa em termos de funções seno ou co-seno e amplitude de oscilação gradualmente decrescente por atrito, assim:

$$x = A_x \cdot e^{-ct/2m} \cdot \cos(\omega' \cdot t + \delta') \quad (2.58)$$

onde A_x é a amplitude de oscilação, ou seja o máximo deslocamento, e ω' é a frequência circular do movimento amortecido, obtida por:

$$\omega' = \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{4m^2}} \quad (2.59)$$

Se não houver amortecimento ($c = 0$), o movimento é chamado de livre ou harmônico simples, assim:

$$m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} + k \cdot x = 0 \quad (2.60)$$

A solução desta equação é:

$$x = A_x \cdot \cos(\omega \cdot t + \delta') \quad (2.61)$$

onde A_x é a amplitude e ω é a frequência natural, ou livre, do corpo, dada por:

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (2.62)$$

A relação entre a frequência circular (ω), expressa em rad/s, e a frequência (f), expressa em ciclo/s ou Hz, é dada por:

$$\omega = 2\pi.f \quad (2.63)$$

Para estudos de movimentos verticais de fundações de máquinas é necessário a introdução de uma força a mais no equilíbrio de forças que atua no sentido do deslocamento, a força peso (W), como pode ser observado na Figura 2.32.

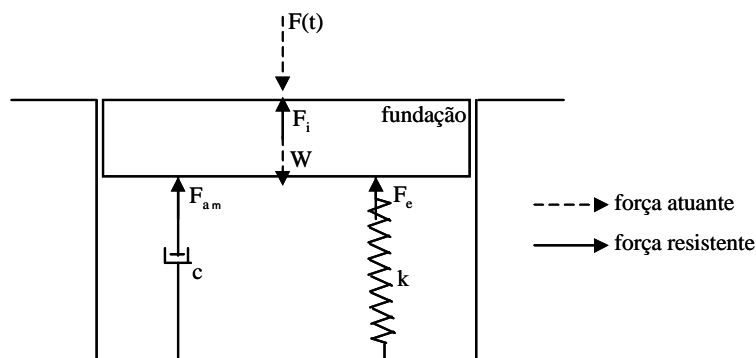


Figura 2.32 – Equilíbrio de forças de movimentos verticais de fundações (Bowles, 1988 com modificações).

Nestes casos, a equação do movimento é a mesma para sistemas com um grau de liberdade sem a presença da força peso (Bolwes, 1988). Disso conclui-se que, com relação à posição de equilíbrio estático, o sistema dinâmico não é afetado por forças da gravidade.

A solução da equação do movimento dá a variação do deslocamento com o tempo (resposta dinâmica). Outras grandezas derivadas, como por exemplo deformações e tensões são obtidas somando as componentes estáticas às componentes dinâmicas.

2.5.3.2 Modelos Matemáticos de Vários Graus de Liberdade

Um sistema é classificado como de vários graus de liberdade quando apresenta deslocamentos em mais de uma direção. A formulação do seu movimento é análoga à do movimento de um sistema de um grau de liberdade. Neste caso procede-se a uma

discretização da massa cujas forças estão associadas a cada grau de liberdade presente. Em geral, as forças envolvidas em cada grau de liberdade i são: a força externa atuante, $F_i(t)$, a força de inércia, F_{ii} , de amortecimento, F_{ami} , e a força elástica, F_{ei} .

2.5.4 PROJETO DE FUNDAÇÕES DE MÁQUINAS

2.5.4.1 Modos de Vibração

Quando uma fundação rígida, cujas deformações são desprezíveis quando comparadas com as deformações do solo de suporte, é submetida à ação de forças desbalanceadas, esta poderá apresentar seis tipos distintos de movimentos: três movimentos de translação ao longo dos eixos x , y e z e três movimentos de rotação em torno dos eixos x , y e z (Figura 2.33).

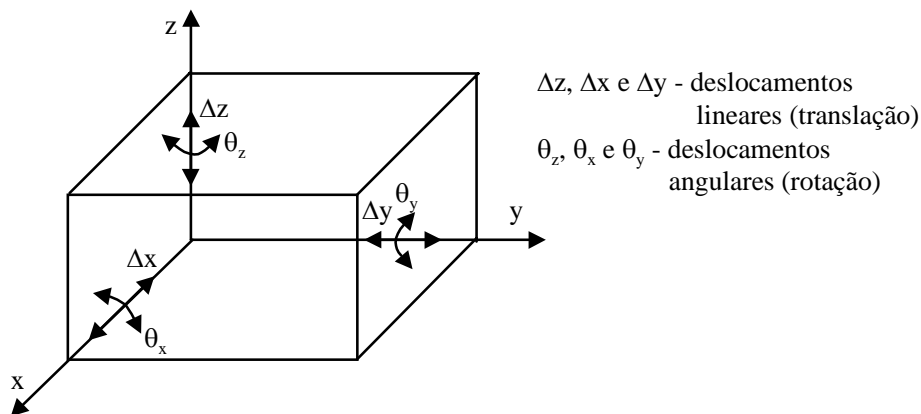


Figura 2.33 – Equilíbrio de forças de movimentos verticais de fundações (Bowles, 1988 com modificações).

Cada um dos movimentos de translação e rotação corresponde a um grau de liberdade. O número de graus de liberdade dá os modos de vibração do movimento que, no caso da Figura 2.33, corresponde ao máximo que é de seis.

2.5.4.2 Procedimentos de Projeto

O projeto de uma fundação submetida a esforços dinâmicos é dividido em três etapas: coleta de dados, concepção do projeto e detalhamento.

A coleta de dados consiste na obtenção de informações da máquina (plantas, diagramas de carregamento estático, rotação de operação, amplitudes máximas permitidas, etc), das investigações geotécnicas e do levantamento das obras existentes e a serem construídas nas proximidades.

Na concepção do projeto deve-se respeitar as seguintes recomendações (Tschebotarioff, 1978; Srinivasulu e Vaidyanathan, 1978; Ribeiro, 1984 e Costa, 1988):

- O recalque da fundação não deverá ser excessivo e a fundação deverá apresentar segurança contra a ruptura;
- A frequência natural do conjunto máquina-fundação-solo deverá ser preferivelmente maior que a frequência de operação da máquina (20 a 50%);
- As amplitudes de vibração da fundação não devem exceder às especificadas pelo fabricante;
- As vibrações não devem ser prejudiciais a trabalhadores e estruturas adjacentes;
- Cuidados especiais deve ser dado aos casos em que a profundidade do nível d'água esteja a menos de um quarto da menor dimensão da fundação;
- A excentricidade entre o conjunto máquina-fundação e a área da base não deverá ser maior que 5% da dimensão considerada.

Segundo Barkan (1962) as frequências naturais do sistema solo-fundação devem ser afastadas das de operação das máquinas, no mínimo, em 30 % e para Morgan e Moore (1968) esse distanciamento deve ser de 50%. Ribeiro (1984) lembra que, embora seja possível projetar fundações afastando-se sua frequência própria da faixa de ressonância, ocorrem frequentemente fenômenos de ressonância, se bem que transitórios, durante os períodos de partida e parada das máquinas.

Para Tschebotarioff (1978) não há qualquer tipo de problema quando a velocidade operacional de uma máquina é maior do que a frequência natural do apoio, pois a faixa perigosa de ressonância é ultrapassada muito rapidamente numa fração de segundo depois que os motores começam a funcionar.

Arya et al. (1979) sistematizaram os seguintes procedimentos para a escolha das dimensões iniciais de fundações assentadas diretamente sobre o solo:

- A massa do bloco deve ser de 2 a 3 vezes a massa da máquina para máquinas rotativas, e 3 a 5 para máquinas alternadas;
- A altura mínima é imposta pelo comprimento de ancoragem dos parafusos. No caso de fundações rígidas, ela deve ser maior que um quinto da largura e um décimo do comprimento;
- A largura deve ser no mínimo de 1 a 1,5 vezes a distância vertical entre a base do bloco e o centro de gravidade da máquina;
- Seleccionadas a altura e a largura, o comprimento é obtido a partir da massa da fundação.

Alguns autores adotam como procedimento de projeto a majoração das cargas através da utilização de um fator dinâmico. Esse procedimento é incorreto, principalmente por não considerar a influência da relação entre a frequência de operação da máquina e a frequência natural do sistema (Bolwes, 1988).

O detalhamento das fundações deve ser pautado nas seguintes recomendações: isolar a fundação do resto da construção por meio de juntas, dar à fundação certa elasticidade via utilização de materiais deformáveis interpostos (borracha, cortiça, molas, etc) e fechar juntas vazadas na parte superior para evitar a transmissão de vibrações pelo ar (Guerrin, 2002).

Tschebotarioff (1978) recomenda que pequenas fundações de máquinas sejam apoiadas sobre molas enquanto que, máquinas mais pesadas, devem utilizar camadas absorventes como a cortiça e a fibra de amianto.

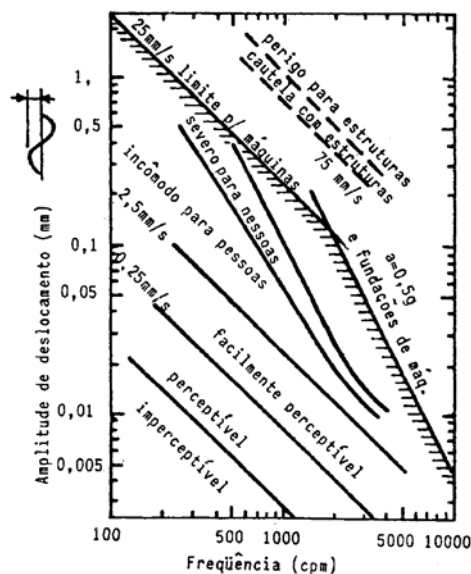
Segundo Diniz da Gama e Bernardo (2002) um dos maiores condicionantes em um projeto de instalação industrial de precisão consiste no nível de microvibrações presentes no local. Neste sentido, Pantea (2003) apresentou um método para o dimensionamento da proteção de uma construção que é submetida a uma fonte de vibração, sugerindo a utilização de uma malha celular feita a partir de tubos de polietileno.

2.5.4.3 Critérios de Desempenho

Os critérios para avaliação do desempenho da fundação de uma máquina podem ser expressos por meio de amplitudes de deslocamento associadas à frequência do movimento. Os valores limites são função do tipo de instalação industrial e da função da máquina no processo, envolvendo considerações que vão desde o custo inicial até a manutenção e substituição da máquina.

Almeida Neto (1989) agrupou os critérios de desempenho em três classes: efeitos em pessoas, máquinas vibrando em regime permanente e efeitos em estruturas prediais.

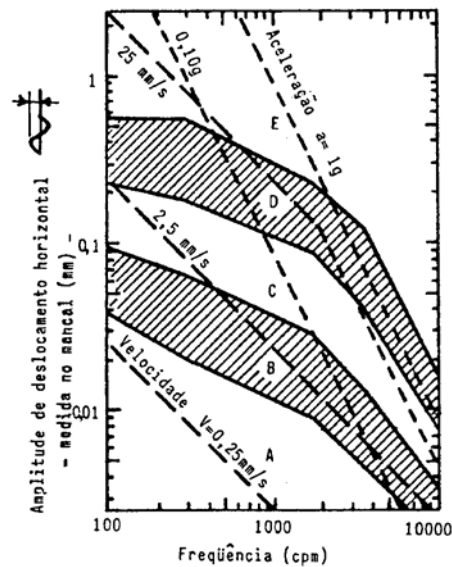
O efeito das vibrações na sensibilidade humana depende tanto da amplitude quanto da frequência de vibração. Na Figura 2.34, cinco curvas delimitam as diferentes zonas de sensibilidade que variam desde “imperceptível” até “severa para pessoas”.



Figuras 2.34 – Limites de amplitude de deslocamento (Richart et al., 1970).

Para máquinas vibrando em regime permanente, a avaliação do desempenho pode ser realizada a partir da Figura 2.35 e da Tabela 2.8. O procedimento consiste em multiplicar as amplitudes calculadas por um fator de serviço que depende da instalação industrial e da importância de cada máquina. Para tipos especiais de máquinas, as

organizações envolvidas em sua fabricação e operação fornecem dados específicos para diferentes condições de operação.



- E Perigoso. Parar a máquina para evitar acidente.
- D Próximo da ruptura. Corrigir em 2 dias para evitar quebra.
- C Defeituoso. Corrigir em 10 dias para economizar em manutenção.
- B Pequenos defeitos. Correção economiza em manutenção.
- A Equipamento novo.

Figura 2.35 – Desempenho de vibração de máquinas rotativas (Blake em 1964, citado por Richart et al., 1970).

Tabela 2.8 - Fatores de serviço (Blake em 1964, citado por Richart et al., 1970).

Bomba centrífuga de estágio único, motor elétrico, ventilador	1
Equipamento típico de processamento químico, não-crítico ..	1
Turbina, turbogerador, compressor centrífugo	1,6
Centrífuga, eixo rígido*; bomba centrífuga multi-estágios	2
Equipamentos diversos, características desconhecidas	2
Centrífuga, eixo suspenso, eixo próximo ao cesto	0,5
Centrífuga, vínculo suspenso	0,3

Valores para equipamentos fixados à base.

Vibrações medidas na caixa do mancal, exceto onde indicado.

* deslocamentos horizontais medidos na caixa do cesto.

Finalmente, os efeitos de vibrações em estruturas prediais podem ser avaliados em função da amplitude de deslocamento e da frequência de vibração a partir do gráfico da Figura 2.36. Nesta mesma figura, as retas tracejadas correspondem a amplitudes de velocidade e aceleração e servem apenas de referência.

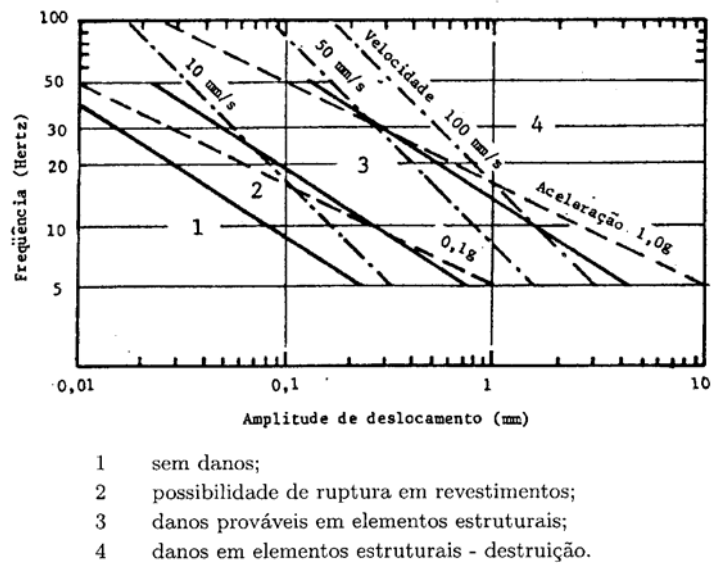


Figura 2.36 – Danos em construções (Steffens em 1974, citado por Moore, 1985).

2.5.4.4 Métodos de Cálculo de Fundações de Máquinas

Os métodos de cálculo de fundações superficiais de máquinas podem ser agrupados em empíricos, solo como um semi-espaço elástico, solo como um conjunto de molas lineares sem peso e os métodos numéricos.

Segundo Costa (1988), os métodos empíricos são mais indicados em análises preliminares. Os métodos que consideram o solo como um semi-espaço elástico e como um conjunto de molas lineares sem peso só devem ser utilizados nos casos de baixos níveis de deformação e os métodos numéricos são mais indicados nos casos de vários graus de liberdade.

Almeida Neto (1989) afirma que fundações de máquinas projetadas com base em regras empíricas, quase sempre, excluem características importantes do sistema vibrante como os parâmetros do solo. Segundo ele mesmo este procedimento não mais se justifica em virtude dos avanços na área de dinâmica dos solos que possibilitam prever, com relativa precisão, o comportamento de uma fundação de máquina submetida a excitações dinâmicas.

Segundo Ribeiro (1984), o método do semi-espaço elástico admite uma base rígida, com distribuição de pressões de contato apresentando valor elevado nos bordos, o que não é realista em muitos casos, e no método em que o solo é substituído por um conjunto de molas lineares sem peso o efeito do amortecimento é desprezado.

Segundo Guerrin (2002), em projetos de fundações de máquinas rotativas não basta projetar uma fundação de grande massa. Em certos casos, é necessário diminuir essa massa, de modo a tornar a vibração mais rápida e a distanciá-la suficientemente daquela própria da máquina. Para o mesmo autor, máquinas com rotações lentas, abaixo de 300 rpm, necessitam de frequências do bloco relativamente elevadas utilizando-se blocos de massa reduzida (fundações vazadas). Para rotações acima de 300 rpm, é necessário a utilização de fundações de baixa frequência através de massas elevadas.

- **Métodos Empíricos**

Inclui-se no grupo de métodos empíricos o método do “German Research Society for Soil Mechanics”, os métodos que levam em conta a massa do solo, método de Tschebotarioff e Ward e o método de Alpan.

Método do “German Research Society for Soil Mechanics” (Tschebotarioff, 1978).

Esse método, também conhecido como método do DEGEBO, foi proposto a partir de pesquisas realizadas no início do século, em Berlin, através de um oscilador mecânico com quatro massas excêntricas atuantes nos modos vertical e torcional. Como resultado dessa pesquisa divulgou-se uma série de frequências características para uma ampla gama de solos (Tabela 2.9).

A principal limitação da Tabela 2.9 é o fornecimento de frequências dos solos em condições específicas da realização dos ensaios. Segundo Costa (1988) estudos posteriores comprovaram a limitação da tabela através da descoberta da influência do peso do oscilador, da área da fundação e da força de excitação na frequência de ressonância.

Tabela 2.9 – Frequências naturais de um vibrador DEGEBO para diversos tipos de solos (Tschebotarioff, 1978).

Natureza do solo	Frequências naturais	
	Hz	ciclos/ min
camada de 1,8m de turfa sobre areia	12,5	750
camada de 1,8 m de aterro antigo formado de areia	19,1	1145
areia pedregulhosa com lentes de argila	19,4	1165
aterro antigo de escória, bem compactado pelo tráfego	21,3	1280
aterro muito antigo, bem compactado, de areia argilosa	21,7	1300
argila terciária úmida	21,8	1310
argila liásica úmida	23,8	1430
areia média, muito uniforme, amarela	24,1	1445
areia fina com 30% de areia média	24,2	1455
areia grossa uniforme	26,2	1570
areia compactada não uniforme	26,7	1600
argila terciária bastante seca	27,5	1650
argila dura	28,1	1685
calcário, rocha indeformada	30,0	1800
arenito indeformado	34,0	2040

Métodos que Levam em Conta a Massa do Solo

Nestes métodos considera-se que o solo age como uma mola que vibra juntamente com a fundação. Neste sentido um bloco de massa “m” apoiado numa mola de constante elástica “k” vibrando livremente, sem amortecimento, apresentará uma frequência natural dada por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.64)$$

No caso de se considerar o amortecimento tem-se que:

$$f_n' = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{4.m^2}} \quad (2.65)$$

onde m é a massa da fundação mais máquina, k é a constante elástica e c é a constante de amortecimento.

Lorenz, citado por Tschebotarioff (1978), diz que no cálculo da frequência natural a massa de solo também participa do processo de vibração, assim para vibrações livres tem-se que:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k' \cdot A \cdot g}{P_s + P_v}} \quad (2.66)$$

onde A é a área da fundação, $k'=k/A$ é o módulo de reação dinâmica, P_v é o peso da máquina mais fundação e P_s é o peso do solo em vibração.

No entanto, o peso do solo em vibração, P_s , é de difícil quantificação (Alpan, 1961 e Srinivasulu e Vaidyanathan, 1978). Neste sentido Costa (1988) apresentou uma série de propostas empíricas para a quantificação de P_s (Tabela 2.10).

Tabela 2.10 - Propostas empíricas para a quantificação de P_s

Autor	Proposta	Comentários
Hool e Kinne (1943)	$P_s = 10 \cdot P_v$	-
Crockett e Hammond (1948)	A participação do solo na vibração é representada por um bulbo de pressão e a frequência natural é governada pelas propriedades do bulbo	Proposta sem comprovação experimental
Crockett (1958)	A frequência natural é função da velocidade da onda Rayleigh no solo, logo, vai ser função da densidade e das propriedades do solo	Nas ondas Rayleigh o distúrbio descrevem trajetórias elípticas enquanto a onda se propaga.
Balakrishna Rao e Nagaraj (1960)	A massa de solo vibrante (m_s) está contida dentro do bulbo de pressão correspondente ao peso específico do solo (kg/m^3), em valor absoluto, antes da vibração	O bulbo é obtido pela soma das cargas estáticas e dinâmica máxima agindo pela área de contato com o solo

Segundo Barkan (1962) a participação da massa do solo nas vibrações da fundação, em geral, não excede 23% da massa total da fundação somada à massa da máquina.

Método de Tschebotarioff e Ward (1948)

Este método propõe a obtenção da frequência natural, f_n , em função da área da base da fundação, A , do peso da fundação mais a máquina, P_v , e da frequência natural reduzida, f_{nr} , de forma que:

$$f_n = \sqrt{\frac{A}{P_v}} \cdot f_{nr} \quad (2.67)$$

A frequência natural reduzida, f_{nr} , é obtida em função da área da fundação, A , e do tipo de solo utilizando-se o gráfico da Figura 2.37.

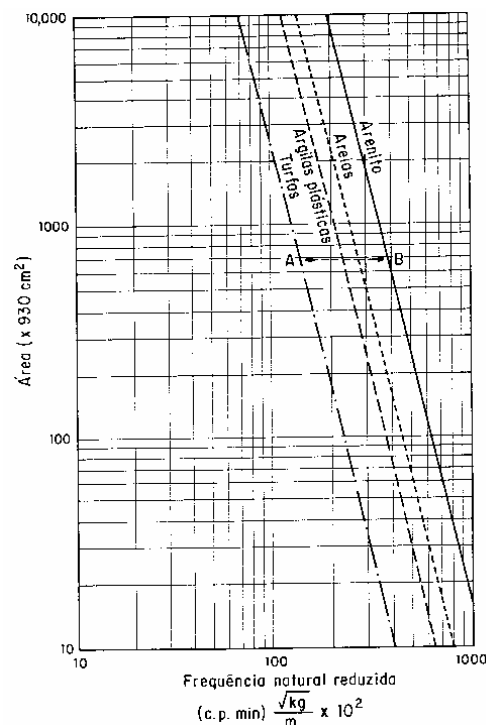


Figura 2.37 – Gráfico frequência natural reduzida em função da área da base (Tschebotarioff, 1978).

Segundo Tschebotarioff (1978), o método de Tschebotarioff e Ward (1948) foi estabelecido a partir de poucos dados, assim dispersões obtidas com esse método foram atribuídas às diferenças de intensidade das pressões de contato.

Método de Alpan (1961)

O método de Alpan propõe a seguinte relação:

$$f_n = \frac{a'}{\sqrt{P_v}} \cdot A^{0,25} \quad (2.68)$$

Onde: f_n é a frequência natural, P_v é o peso da fundação mais a máquina, A é a área da fundação e a' é um parâmetro que é função do tipo de solo (Tabela 2.11).

Tabela 2.11 – Valores para o parâmetro a' .

Tipo de solo	Parâmetro a'
arenito	111000
areias	82000
argilas plásticas	69000
turfa	39000

Segundo Srinivasulu e Vaidyanathan (1978) métodos empíricos, como o de Alpan (1961), devem ser usados apenas em projetos preliminares sendo mais adequados para a checagem da ocorrência de ressonância.

Método da carga estática (Haase, 1975)

Segundo Haase (1975), em geral pode-se suprimir o efeito do amortecimento desde que se garanta um distanciamento de, no mínimo, 30% entre a frequência de excitação e a frequência natural do conjunto fundação mais máquina e que se considere um coeficiente de fadiga (μ') no cálculo de uma carga estática equivalente, assim:

$$P_e = v' \cdot \mu' \cdot P_v \quad (2.69)$$

onde P_e é a carga estática equivalente, $\nu' = \frac{f_n^2}{f_n^2 + f_m^2}$ é o coeficiente dinâmico, f_n é a frequência natural, f_m é a frequência de excitação, μ é um coeficiente de fadiga (2, para estacas e 3, para máquinas rotativas permanentes) e P_v é o peso de máquina mais a fundação.

Dessa forma, a partir da frequência natural de uma vibração livre e utilizando a lei de Winkler, $P_v = k.d$, tem-se que:

$$f_n = \frac{300}{\sqrt{d}} \quad (2.70)$$

onde d é o deslocamento estático em cm e a frequência natural, f_n , está expressa em rpm.

Segundo Guerrin (2002), esse tipo de cálculo da frequência de vibração do conjunto bloco/solo não é confiável, pois mesmo que as características de compressibilidade do solo sejam exatamente conhecidas, estas podem variar no tempo sob a influência das vibrações às quais ele está sujeito.

- **Métodos que Consideram o Solo como um Semi-espço Elástico**

A teoria do semi-espço elástico estuda as vibrações de uma fundação rígida vibrante na superfície de um semi-espço de dimensões infinitas, homogêneo e isotrópico, cujas relações tensão-deformação são definidas por duas constantes: o módulo cisalhante e o coeficiente de Poisson. O método é analítico e admite a hipótese de pequenas deformações necessária para se considerar a elasticidade linear dos solos, e considera a perda de energia no maciço de solo por efeito de amortecimento, baseando-se na teoria da propagação de ondas em um meio elástico admitindo diversas hipóteses simplificadoras para facilitar a resolução matemática do problema.

Segundo Morgan e Moore (1968) a principal dificuldade na utilização nos métodos do semi-espço elástico é a determinação dos parâmetros dos solos, ou seja, G e ν .

A afirmação de Costa (1988) de que este método representa o estado da arte em análises dinâmicas de fundações continua válida até os dias atuais. Por outro lado Srinivasulu e Vaidyanathan (1978) já destacavam que estes métodos não são válidos para qualquer caso já que a distribuição de pressão de contato é a de uma base rígida.

Os parâmetros do solo que são utilizados para descrever as propriedades do semi-espço elástico são: o módulo de deformação cisalhante (G), o coeficiente de Poisson (ν) e a densidade (ρ).

A seguir apresenta-se alguns dos principais métodos que consideram o solo como um semi-espço elástico.

Hsieh (1962)

Neste método o movimento vertical de uma fundação rígida é dado por:

$$m \cdot \frac{d^2 z}{dt^2} + \sqrt{G \cdot \rho} \cdot r_o \cdot F_2 \cdot \frac{dz}{dt} - G \cdot r_o \cdot F_1 \cdot z = F \quad (2.71)$$

Dessa forma, o coeficiente de amortecimento, c , e o coeficiente de rigidez (constante elástica), k , são obtidos por:

$$c = \sqrt{G \cdot \rho} \cdot r_o \cdot F_2 \quad (2.72)$$

$$k = G \cdot r_o \cdot F_1 \quad (2.73)$$

As funções de deslocamento F_1 e F_2 para o modo de vibração vertical no intervalo de $0 < a_o < 1,5$ são mostradas na Tabela 2.12.

Para o caso de pressões uniformemente distribuídas o raio da área circular deverá ser multiplicada por 0,78 e para pressões parabólicas por 0,59.

Tabela 2.12 - Funções de deslocamento F_1 e F_2 para o modo de vibração vertical no intervalo de $0 < a_0 < 1,5$.

Coeficiente de Poisson (ν)	Funções de Deslocamento	
	F_1	F_2
0	$4 - 0,5 \cdot a_0^2$	$3,3 - 0,4 \cdot a_0$
0,25	$5,3 - a_0^2$	$4,4 - 0,8 \cdot a_0$
0,5	$8 - 2 \cdot a_0^2$	6,9

O coeficiente adimensional da frequência, a_0 , é dado por:

$$a_0 = \omega \cdot r_0 \cdot \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (2.74)$$

onde G é o módulo de deformação cisalhante, r_0 é o raio da área circular, ω é a frequência circular e ρ é a massa específica do solo.

Lysmer e Richart (1966)

A proposta de Lysmer e Richart relaciona os métodos que consideram o solo como um semi-espaço elástico com o sistema oscilante amortecido (Figura 2.38).

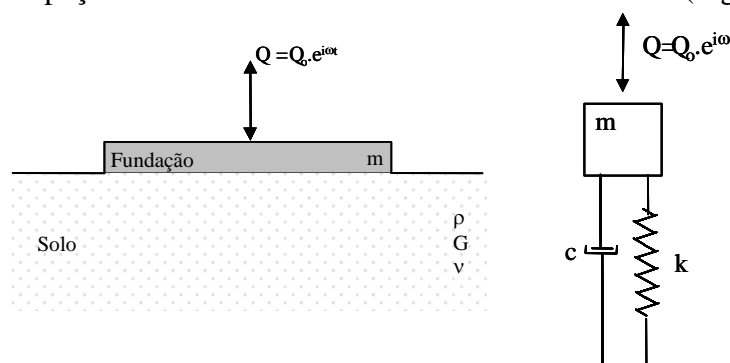


Figura 2.38 – Relação entre um sistema que considera o solo como um semi-espaço elástico e um sistema oscilante amortecido.

As constantes propostas no método são:

$$k_z = \frac{4.G.r_o}{1-\nu} \quad (2.75)$$

$$c = \frac{3,4.r_o^2}{1-\nu} \cdot \sqrt{G.\rho} \quad (2.76)$$

De forma que a equação do movimento de uma fundação de máquina circular rígida de raio (r_o) apoiada na superfície de um semi-espaco elástico é dada por:

$$m \cdot \frac{d^2z}{dt^2} + \frac{3,4.r_o^2}{1-\nu} \sqrt{G.\rho} \cdot \frac{dz}{dt} + \frac{4.G.r_o}{1-\nu} z = Q \quad (2.77)$$

onde m é a massa da fundação mais a máquina e Q é a força de excitação

A frequência natural (f_n) para oscilação não amortecida, a frequência amortecida (f_n') e a máxima amplitude do deslocamento (A_z) são dadas por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4.G.r_o}{(1-\nu).m}} \quad (2.78)$$

$$f_n' = f_n \cdot \sqrt{1-D^2} \quad (2.79)$$

$$A_z = \frac{Q_o \cdot (1-\nu)}{4.G.r_o} \cdot \frac{B_z}{0,85 \cdot (B_z - 0,18)} \quad (2.80)$$

sendo B_z a razão de massa modificada e D a razão de amortecimento, tem-se:

$$B_z = \frac{1-\nu}{4} \cdot \frac{m}{\rho.r_o^2} \quad (2.81)$$

$$D = 0,425 / \sqrt{B_z} \quad (2.82)$$

Nagendra e Sridharan (1981)

A partir de funções de deslocamento modificadas, independentes do coeficiente de Poisson (ν), os autores propuseram as seguintes expressões para o caso de distribuições de pressões uniformes:

$$k_z = \frac{\pi \cdot G \cdot r_o}{1 - \nu} \quad (2.83)$$

$$c = \frac{2,117 \cdot r_o^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho}}{1 - \nu} \quad (2.84)$$

$$m \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{2,117 \cdot r_o^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho}}{1 - \nu} \cdot \frac{dz}{dt} + \frac{\pi \cdot G \cdot r_o}{1 - \nu} z = F \quad (2.85)$$

Para os casos de distribuições de pressão parabólica tem-se que:

$$k_z = \frac{3\pi \cdot G \cdot r_o}{4(1 - \nu)} \quad (2.86)$$

$$c = \frac{1,164 \cdot r_o^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho}}{1 - \nu} \quad (2.87)$$

$$m \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{1,164 \cdot r_o^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho}}{1 - \nu} \cdot \frac{dz}{dt} + \frac{3\pi \cdot G \cdot r_o}{4(1 - \nu)} z = F \quad (2.88)$$

A imersão da fundação no solo pode ser considerada aplicando-se um fator multiplicador para cada modo de vibração pelos respectivos coeficientes de rigidez (k) e pela razão de amortecimento ($D = c/2\sqrt{km}$). Nas expressões seguintes apresentam-se os fatores multiplicadores para o modo vertical:

$$\eta_z = 1 + 0,6 \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{h}{r_o} \quad (2.89)$$

$$\alpha_z = \frac{1 + 1,9 \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{h}{r_o}}{\sqrt{\eta_z}} \quad (2.90)$$

onde η_z é o fator multiplicador de k e α_z é o fator multiplicador de D, ν é o coeficiente de Poisson, h é profundidade do assentamento da fundação e r_o é o raio da base circular.

- **Método que Considera o Solo como um Conjunto de Molas Lineares sem Peso (Barkan, 1962)**

No método em que o solo é substituído por um sistema de molas lineares sem peso, o efeito do amortecimento e da participação da massa da mola são desprezados. Segundo Tschebotarioff (1978), embora o amortecimento tenha um efeito considerável nas amplitudes de ressonância, diminuindo as amplitudes, ele pode ser desprezado, a favor da segurança, desde que seja evitada a faixa de ressonância no projeto de fundações.

Segundo Srinivasulu e Vaidyanathan (1978) apesar do método de Barkan (1962) desprezar os efeitos do amortecimento e da participação da massa de solo, sua utilização é simples e é capaz de realizar previsões bastante concordantes com o real comportamento da fundação.

Para Morgan e Moore (1968) uma das principais dificuldades encontradas na utilização desse método é a dificuldade encontrada na estimativa dos parâmetros dos solos.

Para Almeida Neto (1989), apesar do método de Barkan ter sido publicado a bastante tempo o mesmo fornece resultados bastante confiáveis, principalmente, para solos de baixa razão de amortecimento.

Para as vibrações verticais, aplicando-se a lei de Hooke tem-se que:

$$F_z = -k_z \cdot z \quad (2.91)$$

Não havendo amortecimento e fazendo $F(t) = P_z \cdot \text{sen } \omega'' \cdot t$, tem-se que:

$$m \frac{d^2 z}{dt^2} + k_z \cdot z = P_z \cdot \text{sen } \omega'' \cdot t \quad (2.92)$$

que é a equação do movimento vertical de uma vibração forçada sem amortecimento.

Fazendo $c_z = p/z_e$, onde c_z é o coeficiente de compressão elástica uniforme, p é a pressão uniforme de compressão e z_e é o recalque elástico e lembrando que a pressão, p , é igual a relação entre a força vertical, F_z , e a área da base da função, A , tem-se que:

$$c_z = \frac{F}{A \cdot z_e} \quad (2.93)$$

Mas aplicando a lei de Hooke tem-se:

$$c_z = \frac{k_z}{A} \quad (2.94)$$

onde k_z representa a rigidez do solo, c_z é um coeficiente de compressão elástica e A a área da base da fundação.

Substituindo na equação do movimento vertical de vibração forçada sem amortecimento obtém-se:

$$m \frac{d^2 z}{dt^2} + c_z \cdot A \cdot z = P_z \cdot \text{sen } \omega'' \cdot t \quad (2.95)$$

A determinação da frequência natural, para a qual o sistema vibraria livremente, é feita pela equação:

$$m \frac{d^2 z}{dt^2} + c_z \cdot A \cdot z = 0 \quad (2.96)$$

cuja solução é:

$$z = A_z \cdot \text{sen}(\omega \cdot t + \delta) \quad (2.97)$$

onde z é a posição vertical da fundação, A_z é a amplitude, ω é a frequência circular natural e δ é a constante de fase (diferença de fase entre a força de excitação e o movimento).

Lembrando que $\omega^2 = k/m$, tem-se para a frequência circular natural:

$$\omega = \sqrt{\frac{c_z \cdot A}{m}} \quad (2.98)$$

Como $\omega = 2\pi \cdot f_n$, a frequência natural, f_n , é:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c_z \cdot A}{m}} \quad (2.99)$$

A amplitude dinâmica máxima (A_z) é:

$$A_z = \frac{F_z}{m \cdot (\omega^2 - \omega'^2)} \quad (2.100)$$

Segundo Tschebotarioff (1978) o coeficiente de compressão elástica (c_z) varia em função da intensidade do incremento de descarga, da área carregada e da velocidade de carregamento e descarregamento.

Segundo Barkan (1962) a faixa de valores máximos da amplitude de vibração (A_z) capaz de evitar avarias na estrutura de uma edificação é de 0,20 a 0,25 mm.

O coeficiente de compressão elástica uniforme (c_z) pode ser obtido de três formas distintas: em função do módulo de elasticidade, através de um bloco de ressonância ou por meio de ensaios de placa cíclicos.

A partir dos estudos de Sadovsky, Barkan (1962) obteve a seguinte expressão de c_z para uma placa circular rígida:

$$c_z = 1,13 \cdot \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (2.101)$$

onde E é o módulo de elasticidade, ν é o coeficiente de Poisson e A é a área da base da fundação.

Para o caso de base retangular, o coeficiente de compressão elástica (c_z) pode ser obtido por:

$$c_z = \frac{c_s \cdot C}{\sqrt{A}} \quad (2.102)$$

Sendo que:

$$C = \frac{E}{1-\nu^2} \quad (2.103)$$

$$c_s = \frac{\pi \sqrt{L/B}}{\ln \frac{\sqrt{1+(L/B)^2 + L/B}}{\sqrt{1+(L/B)^2 - L/B}} + L/B \ln \frac{\sqrt{1+(L/B)^2 + L/B}}{\sqrt{1+(L/B)^2 - L/B}} - \frac{2}{3} \left\{ \frac{[1+(L/B)^2]^{3/2} - [1+(L/B)^3]}{L/B} \right\}} \quad (2.104)$$

onde L e B são as dimensões da fundação.

Utilizando-se o bloco de ressonância, a determinação de c_z é feita através da análise da vibração de um bloco suportando um oscilador para a determinação da frequência de ressonância. O oscilador mecânico fornece uma excitação vertical através de massas desbalanceadas com frequência de operação variável, de onde obtém-se a frequência correspondente à máxima amplitude.

Admitindo-se que a frequência natural é a frequência de ressonância, a expressão da frequência natural fornece o coeficiente de compressão elástica (c_z), assim:

$$c_z = \frac{4\pi^2 f_{nz}^2 \cdot m}{A} \quad (2.105)$$

onde f_{nz} é a frequência natural correspondente a máxima amplitude, m é a massa da fundação e máquina e A é a área da base da fundação.

Finalmente, através de ensaios de placa cíclicos determina-se c_z apoiando-se uma placa sobre o solo e submetendo-a a repetidos ciclos de carregamentos e descarregamentos que são aumentados a cada estágio (Figura 2.39a). Para cada estágio de descarregamento existirá uma parcela de recalque elástico e outra residual. Da relação entre a pressão no solo e o recalque elástico obtém-se o valor de c_z (Figura 2.39b).

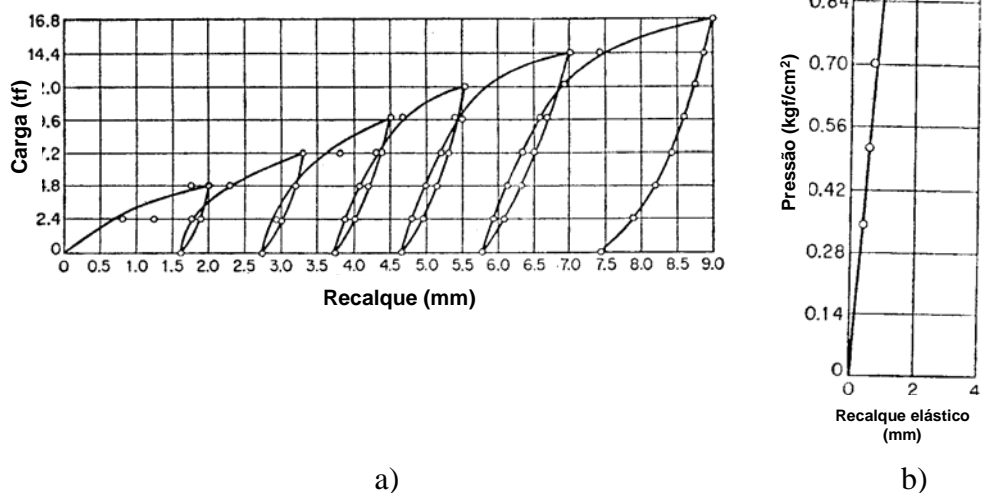


Figura 2.39 – a) Resultado de um ensaio de placa cíclico b) Determinação gráfica de c_z (Barkan, 1962).

Segundo Barkan (1962), em geral a participação da massa do solo nas vibrações da fundação não excede 23% da massa total (fundação e máquina). Sendo a frequência natural função da raiz quadrada da massa, o cálculo dessas frequências, incluindo a massa de solo, não alteraria mais do que 10%.

3. MATERAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS VENTOS DA REGIÃO ESTUDADA

A caracterização do vento de uma região é de fundamental importância para a escolha do melhor local para a instalação de aerogeradores, para a estimativa da quantidade de energia elétrica gerada anualmente, e para o projeto estrutural e do sistema de controle.

A área estudada corresponde à praia da Taíba, situada no município de São Gonçalo do Amarante, que limita-se a leste com a Região Metropolitana de Fortaleza, RMF, e encontra-se a cerca de 60 km da capital do Estado do Ceará. O acesso pode ser dado pelas rodovias CE 085 ou BR 222 (Figura 3.1).

O Estado do Ceará está imerso na contínua circulação sub-equatorial dos ventos alísios, intensificados por brisas marinhas ao longo de 640 km de seu perímetro litorâneo com o Oceano Atlântico. Os ventos alísios são provenientes de uma extensa área oceânica, livre de obstáculos, que lhes confere notável intensidade, constância e baixa turbulência. Adicionalmente os gradientes térmicos terra-oceano induzem brisas marinhas que contribuem para aumentar sua intensidade (SEINFRA, 2000).

Os ventos sobre o Ceará são mais intensos durante o dia, com picos de 8:00h às 16:00h (Figura 3.2). É justamente o aquecimento desigual da superfície da terra que reflete a origem solar dos ventos. Vale observar ainda que a alternância de períodos chuvoso e seco coincide com a pronunciada sazonalidade nas velocidades de vento da região, atingindo variações médias máximas de aproximadamente trinta por cento em torno do valor médio anual (Figura 3.3). No Estado do Ceará é justamente no período seco, entre agosto e dezembro, que os ventos alísios e as brisas marinhas atingem intensidade e constância. Regionalmente existe defasagem quanto ao período chuvoso e sua duração. No interior ele é mais breve e abrange o período de Fevereiro a Abril, e no litoral se propaga até Maio. Obviamente esta defasagem se reflete regionalmente nas velocidades do vento.

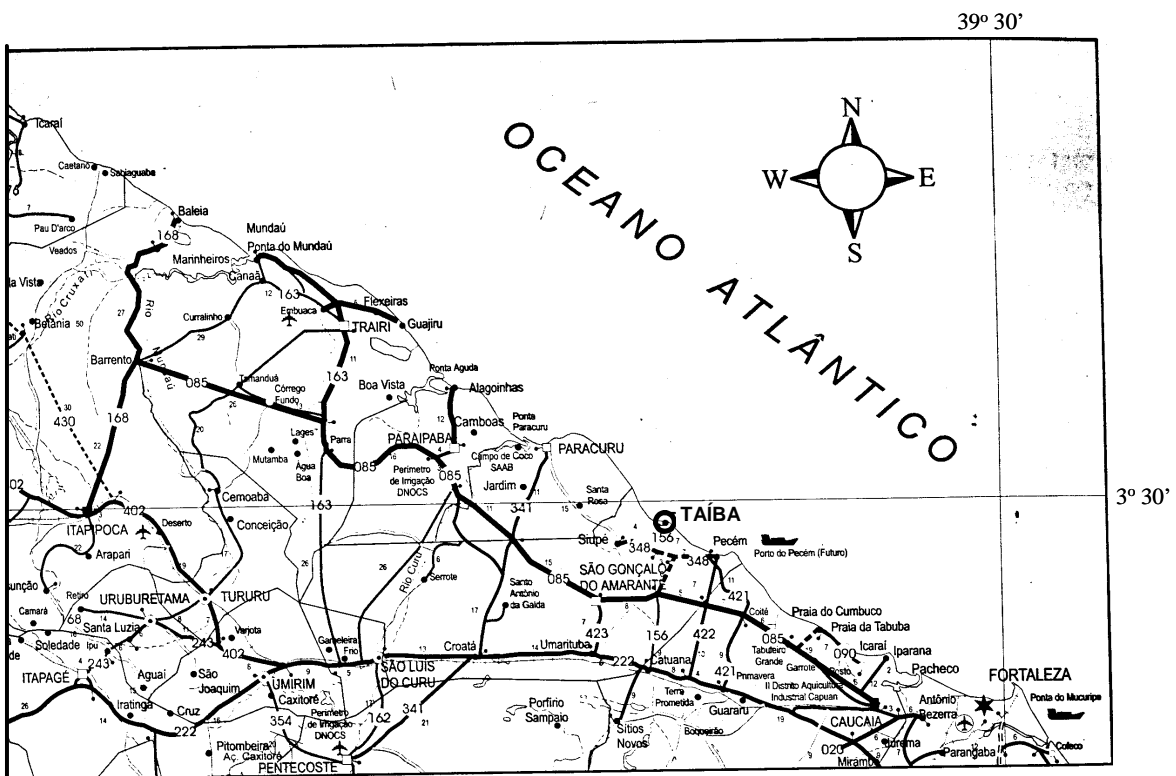


Figura 3.1 – Localização geográfica da praia da Taíba (IPLANCE, 1997).

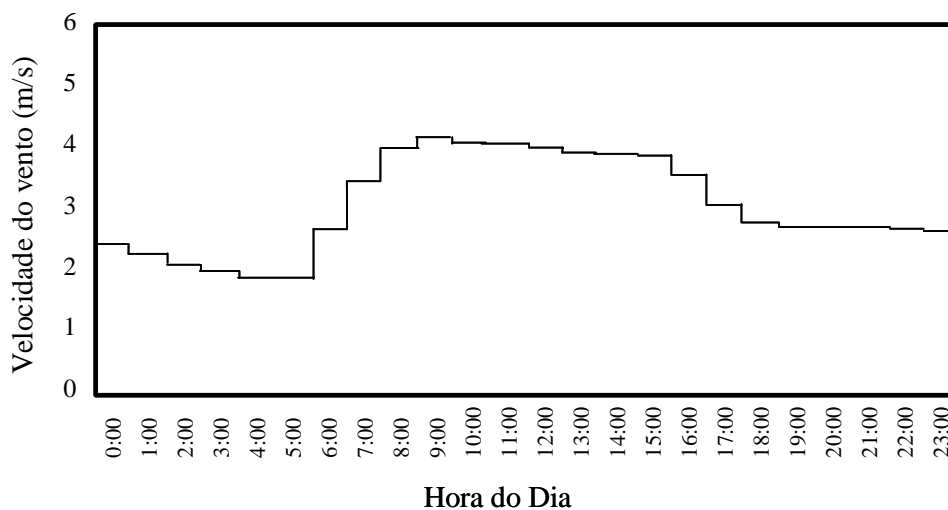


Figura 3.2 – Velocidade média do vento do estado do Ceará ao longo do dia (SEINFRA,2000).

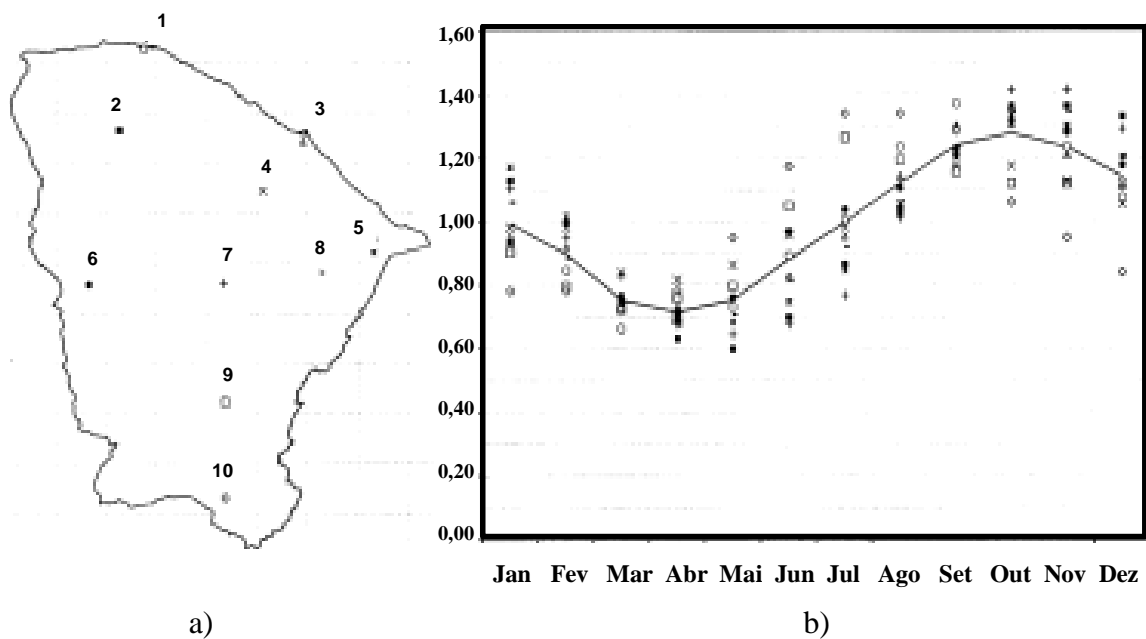


Figura 3.3 – a) Estações metereológicas b) Velocidade média do vento mensal normalizada (SEINFRA, 2000).

Segundo dados da SEINFRA (2000), cuja base de dados anemométricos é de 33 estações no Estado do Ceará e Região Nordeste e com alturas de medição que variam de 10 a 50 m, a velocidade média anual dos ventos da praia da Taíba é de 8,5 m/s.

Vale destacar que a sazonalidade dos ventos do estado é complementar ao regime hídrico predominante na geração hidrelétrica no Brasil. O potencial eólico do estado é máximo justamente no período de níveis mínimos dos reservatórios, quando os custos associados de geração e os riscos de déficit são máximos. Neste contexto, as usinas eólicas contribuiriam incontestavelmente para a estabilização sazonal da oferta de energia.

As Figuras 3.4 e 3.5 resumem a variação diurna e mensal dos valores médios de velocidade e direção do vento, respectivamente, medidos ao longo dos anos de 1999 e 2000 em uma torre de 40m instalada em um local plano próximo ao mar.

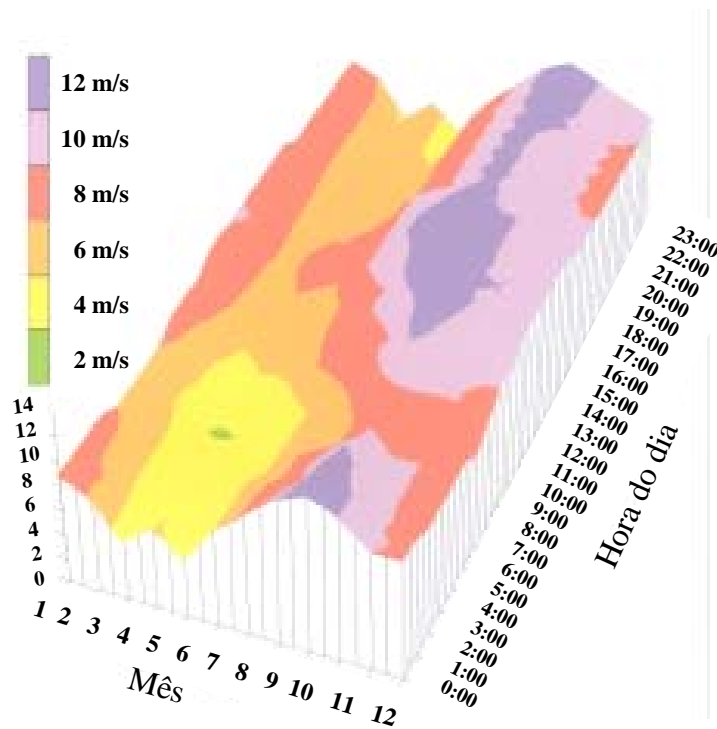


Figura 3.4 – Velocidade do vento mensal e diária.

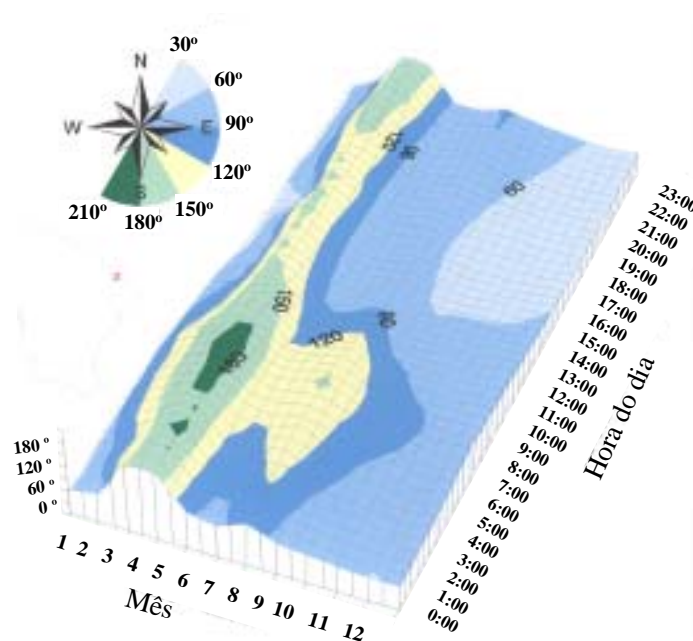


Figura 3.5 – Direção do vento mensal e diária.

O período que mais impressiona os investidores de geração de energia eólica situa-se entre os meses de Setembro a Dezembro. Segundo dados da SEINFRA (2000) neste período tanto os ventos alísios quanto as brisas marinhas se intensificam

proporcionando ventos quase constantes ao longo dos dias e noites que superam a velocidade média de 10 m/s.

Com o objetivo de verificar a ocorrência de efeitos de rugosidade no perfil de velocidade da região, realizaram-se alguns ensaios anemométricos nas proximidades de duas usinas eólicas situadas na Prainha, no município de Aquiraz, e na Taíba, município de São Gonçalo, ambas situadas no litoral cearense. Os resultados da Taíba serviram ainda como subsídio na determinação dos esforços de um aerogerador, o de nº 7 e que será detalhado em item posterior do presente trabalho.

3.1.1 ENSAIOS ANEMOMÉTRICOS REALIZADOS NA PRAINHA

Os ensaios anemométricos na Prainha foram realizados no dia 21/05/03, no horário de 12h às 13h, no interior da usina eólica da Prainha (10 MW) situada no município de Aquiraz, que dista cerca de 20 km da capital Cearense, e encontra-se inserida na porção leste da Região Metropolitana de Fortaleza (Figura 3.6).

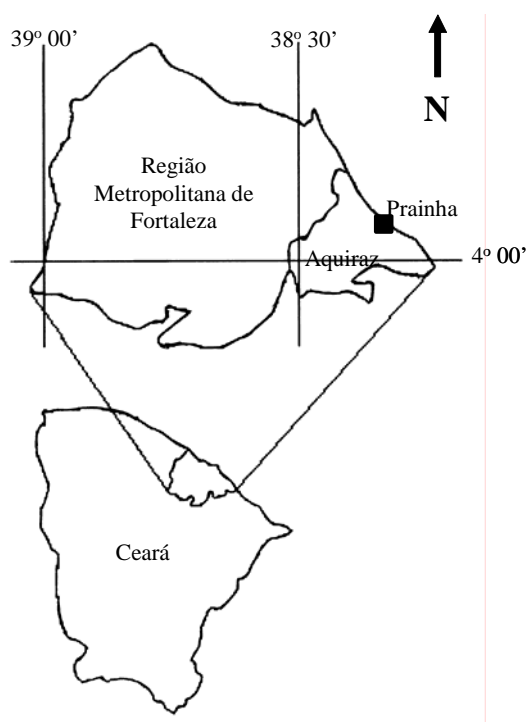


Figura 3.6 – Localização do município de Aquiraz.

Para a realização dos ensaios utilizou-se um anemômetro, marca “Met One Instruments”, modelo CO34B, série 85991, um datalog, marca CAMBELL Scientific

Inc., modelo 21X, um notebook, um programa de computador, PC208W desenvolvido por CAMBELL Scientific Inc., e um caminhão tipo Munck, com lança de 17m e complemento de 3m (Figuras 3.7 e 3.8).



Figura 3.7 – Equipamentos utilizados nas medidas anemométricas da Prainha.



Figura 3.8 – Caminhão tipo Munck utilizado nas medidas anemométricas da Prainha.

Quanto ao procedimento adotado, o anemômetro foi fixado à extremidade da lança do caminhão por meio de uma haste metálica de 1,2m (Figura 3.9) e conectado ao datalog por meio de cabos. Para se evitar avarias, o datalog foi posicionado numa maleta que foi colocada dentro de uma cesta amarrada à lança do caminhão e a cerca de 2m de sua extremidade. Na seqüência, o equipamento foi ligado e posicionado nas alturas de 20,0m, 18,1m, 16,4m, 15,1m, 13,8m, 12,10m e 3,5m durante, quase sempre, cerca de 5 minutos cada. Vale observar que essas alturas foram estabelecidas em função das possibilidades de movimentação da lança do caminhão. A Figura 3.10 mostra os ensaios realizados a 20m de altura.



Figura 3.9 – Detalhe do anemômetro fixado à extremidade da lança do caminhão por meio de uma haste metálica.



Figura 3.10 – Ensaios anemométricos realizados a 20m de altura.

A Tabela 3.1 mostra os resultados obtidos durante o período dos ensaios, a cada minuto de frequência de intervalo de tempo. Vale destacar que a velocidade instantânea foi considerada como a velocidade do último segundo de cada minuto, e a velocidade média à média de todos os segundos de cada minuto.

Tabela 3.1 – Medidas da velocidade do vento da Prainha.

Hora	Velocidade Inst. (m/s)	Velocidade Média (m/s)	Hora	Velocidade Inst. (m/s)	Velocidade Média (m/s)
12:05	7,47	6,81	12:33	9,07	9,47
12:06	7,47	7,38	12:34	8,27	8,84
12:07	7,47	7,22	12:35	9,87	8,82
12:08	6,67	7,40	12:36	9,07	9,34
12:09	7,47	6,62	12:37	11,47	9,18
12:10	9,07	8,02	12:38	8,27	9,28
12:11	8,27	8,59	12:39	9,87	9,46
12:12	6,67	8,58	12:40	10,67	9,66
12:13	9,07	8,26	12:41	8,27	9,78
12:14	9,07	8,70	12:42	9,87	10,11
12:15	9,87	8,19	12:43	9,87	9,75
12:16	9,07	8,51	12:44	8,27	8,68
12:17	8,27	8,06	12:45	3,47	4,5
12:18	8,27	8,4	12:46	7,47	5,23
12:19	8,27	8,11	12:47	6,67	7,75
12:20	6,67	6,98	12:48	8,27	8,22
12:21	6,67	6,69	12:49	8,27	8,15
12:22	7,47	6,05	12:50	11,47	10,63
12:23	9,07	7,45	12:51	8,27	9,11
12:24	8,27	8,39	12:52	9,07	8,19
12:25	9,07	8,86	12:53	9,07	9,71
12:26	9,07	8,31	12:54	9,87	9,72
12:27	9,07	8,67	12:55	8,27	10,55
12:28	9,87	8,76	12:56	10,47	7,38
12:29	9,87	9,91	12:57	9,07	8,24
12:30	9,07	9,35	12:58	6,67	8,06
12:31	10,67	9,91	12:59	6,17	6,75
12:32	9,07	9,71			

A Tabela 3.2 mostra os valores da velocidade média do vento ao longo do período em que o anemômetro foi posicionado em cada altura.

Tabela 3.2 – Velocidade média do vento em cada altura ensaiada.

Altura (m)	Período	Veloc. Média (m/s)	Desvio Padrão
20,0	12:11:30/12:20:00	8,35	0,23
18,1	12:20:30/12:26:00	7,49	1,16
16,4	12:26:30/12:31:30	9,17	0,58
15,1	12:32:00/12:37:00	9,12	0,34
13,8	12:37:30/12:43:00	9,66	0,32
12,1	12:50:30/12:55:00	9,18	0,72
3,5	12:56:20/12:58:30	8,15	0,13

Adotando como referência para a velocidade, v_0' , o valor de 9,2 que corresponde a altura, h_0 , de 12,1m, a Eq. 2.1 torna-se:

$$v = 9,2 \cdot \left(\frac{h}{12,1}\right)^{p^t} \quad (3.1)$$

A partir dos dados da Tabela 3.2 e utilizando-se a Eq. 3.1 procedeu-se o ajuste mostrado na Figura 3.11. O parâmetro p^t obtido no ajuste foi de apenas 0,01 que correspondeu a um erro de 0,71. O baixo valor obtido para o parâmetro p^t já era esperado pois o local da realização dos ensaios é bastante plano e não apresenta muitos obstáculos capazes de favorecer fenômenos turbulentos (Figura 3.12). Por outro lado, a literatura indica que esses valores deveriam variar de 0,1 a 0,4. Acredita-se que o valor de p^t acentuadamente baixo deveu-se à pequena altura ensaiada.

A determinação dos parâmetros de ajuste dos modelos utilizados foi feito a partir de um processo iterativo, com a minoração do erro entre as curvas experimentais e as previstas.

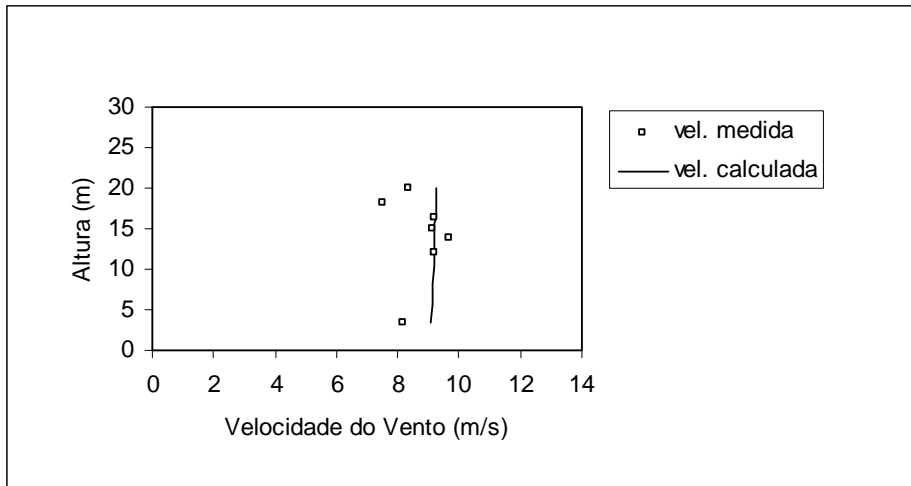


Figura 3.11 – Ajuste da equação exponencial da variação da velocidade do vento com a altura na Prainha.

Para a avaliação do erro do ajuste da Figura 3.11, de 0,71, que pode ser entendido como a qualidade da modelagem, utilizou-se a mesma expressão utilizada por Gerscovich (2001), assim:

$$\xi = \frac{1}{n'} \sum_1^{n'} (v - v_{cal})^2 \quad (3.2)$$

onde ξ é o erro, v é a velocidade do vento medida experimentalmente, v_{cal} é a velocidade do vento prevista pelo ajuste da equação, n' é o total de pontos experimentados.



Figura 3.12 – Vista do terreno plano da Prainha.

3.1.2 ENSAIOS ANEMOMÉTRICOS REALIZADOS NA TAÍBA

Os ensaios anemométricos na Taíba foram realizados no dia 12/06/03, no interior da usina eólica da Taíba (5 MW), situada no município de São Gonçalo do Amarante, que dista cerca de 60 km da capital cearense e encontra-se inserida a oeste da Região Metropolitana de Fortaleza (Figura 3.13).

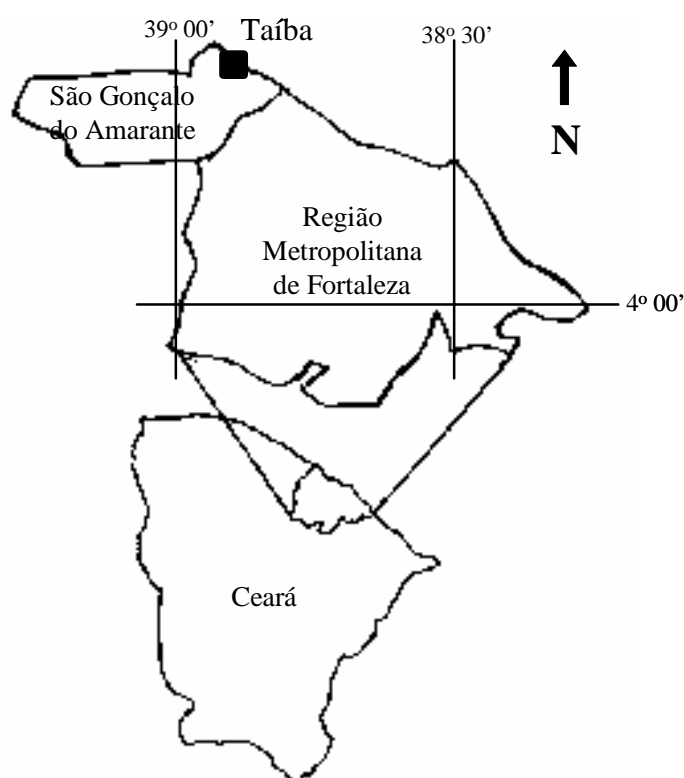


Figura 3.13 – Localização do município de São Gonçalo do Amarante.

Para a realização dos ensaios utilizou-se um anemômetro modelo Young 05305 com capacidade de medir a velocidade do vento de até 60 m/s e rajadas de até 100 m/s (Figura 3.14).

O anemômetro foi instalado a 5 e a 10m de altura, em um andaime situado nas proximidades do aerogerador nº 7, como mostra a Figura 3.15.



Figura 3.14 – Anemômetro utilizado nas medições da Taíba.



Figura 3.15 – Instalação do anemômetro em um andaime para a realização das medidas anemométricas da Taíba.

Adicionalmente utilizou-se o anemômetro do próprio aerogerador estudado, fixado em seu topo, para a realização de medidas a 44m de altura. As medidas foram realizadas visualmente nos mostradores dos sensores, a cada 15 s, durante 5 min em cada altura. A Figura 3.16 mostra os ensaios realizados a 10m de altura.



Figura 3.16 – Ensaaios anemométricos realizados a 10 m de altura.

A Tabela 3.3 mostra os resultados obtidos durante o período dos ensaios a cada 15s. As medidas foram feitas ao mesmo tempo a 10 e 44m de altura e depois a 5 e 44m. Na Tabela 3.4 mostra-se os valores da velocidade média do vento ao longo do período em que o anemômetro foi posicionado em cada altura.

Adotando como referência para a velocidade, v_0' , o valor de 8,3m/s que corresponde à altura h_0 de 10 m a Eq. 2.1 torna-se:

$$v = 8,3 \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{p^t} \quad (3.3)$$

A partir dos dados da Tabela 3.4 e utilizando-se a Eq. 3.3 procedeu-se ao ajuste mostrado na Figura 3.17. O parâmetro p^t obtido no ajuste foi de apenas 0,004 que correspondeu a um erro de 0,11. O baixo valor obtido para o parâmetro p^t já era esperado pois o local da realização dos ensaios é bastante plano e não apresenta obstáculos capazes de favorecer fenômenos turbulentos. Mais uma vez acredita-se que o valor de p^t , acentuadamente baixo, deve-se ao pequeno número de alturas ensaiadas.

Tabela 3.3 – Medidas da velocidade do vento da Taíba.

Hora	Velocidade a 44m (m/s)	Velocidade a 10m (m/s)	Hora	Velocidade a 44m (m/s)	Velocidade a 5m (m/s)
14:06:00	8,7	7,7	14:26:00	8,0	8,5
14:06:15	8,8	8,2	14:26:15	8,3	7,5
14:06:30	8,1	8,9	14:26:30	8,5	6,7
14:06:45	8,3	8,3	14:26:45	8,0	7,1
14:07:00	7,2	9,2	14:27:00	8,1	8,5
14:07:15	8,1	8,9	14:27:15	7,8	8,1
14:07:30	8,2	8,9	14:27:30	8,0	8,9
14:07:45	7,1	7,4	14:27:45	8,5	9,1
14:08:00	7,2	7,2	14:28:00	7,6	8,6
14:08:15	7,6	7,1	14:28:15	7,9	8,0
14:08:30	7,3	7,3	14:28:30	8,1	8,8
14:08:45	7,2	8,1	14:28:45	8,2	7,2
14:09:00	7,8	7,7	14:29:00	7,1	8,2
14:09:15	8,2	8,9	14:29:15	7,3	8,0
14:09:30	7,2	7,5	14:29:30	7,5	7,3
14:09:45	8,3	8,5	14:29:45	7,3	7,4
14:10:00	8,3	8,9	14:30:00	7,8	8,4
14:10:15	8,4	9,0	14:30:15	6,9	8,1
14:10:30	8,2	9,0	14:30:30	7,3	7,7
14:10:45	8,9	9,0	14:30:45	7,7	6,1

Tabela 3.4 – Velocidade média do vento em cada altura ensaiada.

Altura (m)	Período	Velocidade Média	Desvio Padrão
5	14:26:00/14:30:45	7,9	0,8
10	14:06:00/14:10:45	8,3	0,7
44	14:06:00/14:10:45 e 14:26:00/14:30:45	7,9	0,5

A determinação dos parâmetros de ajuste dos modelos utilizados foi feita a partir de um processo iterativo, com a minoração do erro entre as curvas experimentais e as previstas.

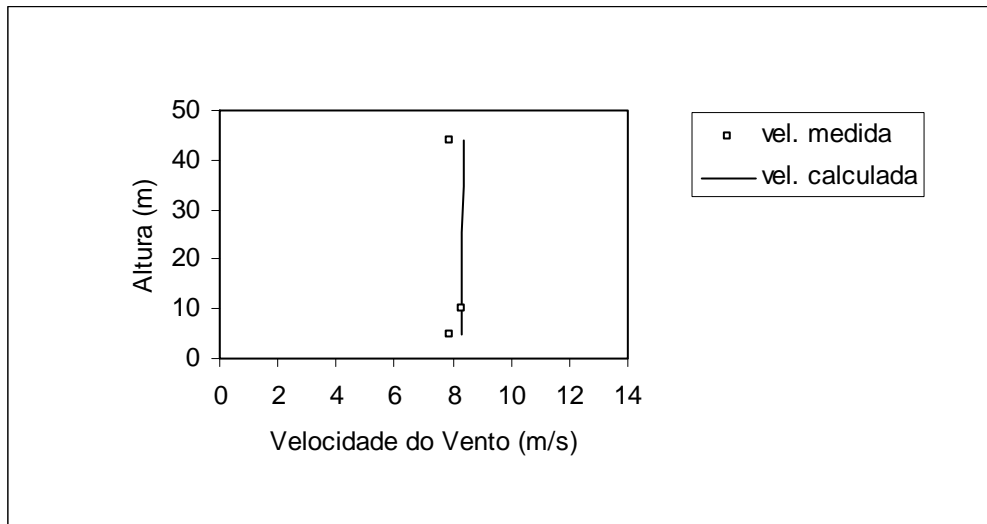


Figura 3.17 – Ajuste da equação exponencial da variação da velocidade do vento com a altura na Taíba.

Para medição do erro, novamente utilizou-se da definição feita por Gerscovich (2001). Os ensaios anemométricos realizados na Taíba contaram com a participação de pesquisadores da área de estruturas do programa de engenharia civil da COPPE/UFRJ.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO AEROGERADOR ESTUDADO

O aerogerador escolhido para esse estudo corresponde ao de número sete de um total de dez unidades da usina eólica da Taíba (5 MW). A Figura 3.18 mostra a localização do aerogerador estudado dentro da referida usina eólica.

Todos os aerogeradores da usina eólica da Taíba são da marca Wobben Windpower/Enercon, modelo E-40, potência nominal de 500 kW, diâmetro do rotor de 4,2m, altura do eixo de 46,2m, com controle ativo de ângulo de passo das pás na frente da torre, sentido horário de rotação, com três pás cada uma, com um comprimento de 18,9m e pesando 13 kN. As pás são de fibra de vidro reforçado com epoxi. O gerador apresenta eixo horizontal e pesa 136 kN.

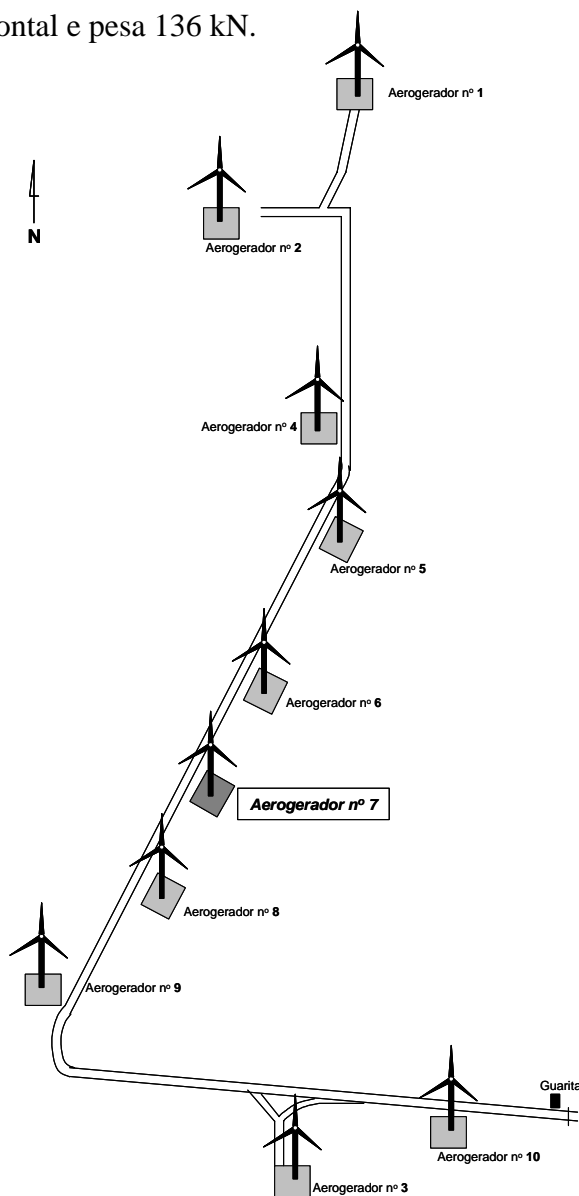


Figura 3.18 – Localização do aerogerador nº 07 na usina eólica da Taíba.

As fundações dos aerogeradores são sapatas quadradas de concreto armado, de 9m de lado e 1,5m de altura. As torres medem 44m de altura, são feitas de aço com 2,54cm de espessura e pesam 359 kN. O diâmetro da torre na base é de 2,5m e na altura máxima de 1,2m. A nacele dos aerogeradores é o compartimento localizado no topo da torre que abriga o gerador, o multiplicador de velocidades, o freio mecânico e os eixos. A nacele é feita de fibra de vidro, apresenta diâmetro de 4,4m, comprimento de 6,7m e pesa 129 kN.

Considerando-se que o peso específico do concreto armado seja de 25 kN/m^3 , verifica-se que o peso das fundações de cada aerogerador é de cerca de 3038 kN. Adicionando-se a esse o peso da torre, 359 kN, da nacele, 129 kN, do gerador, 136 kN e das três pás, 39 kN estima-se um peso total de 3700 kN, para cada aerogerador. As Figuras 3.19 e 3.20 mostram uma vista geral do aerogerador estudado e o detalhe das pás.



Figura 3.19 - Vista geral do aerogerador estudado.

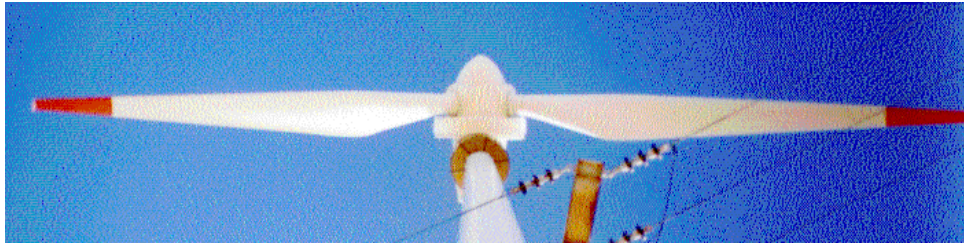
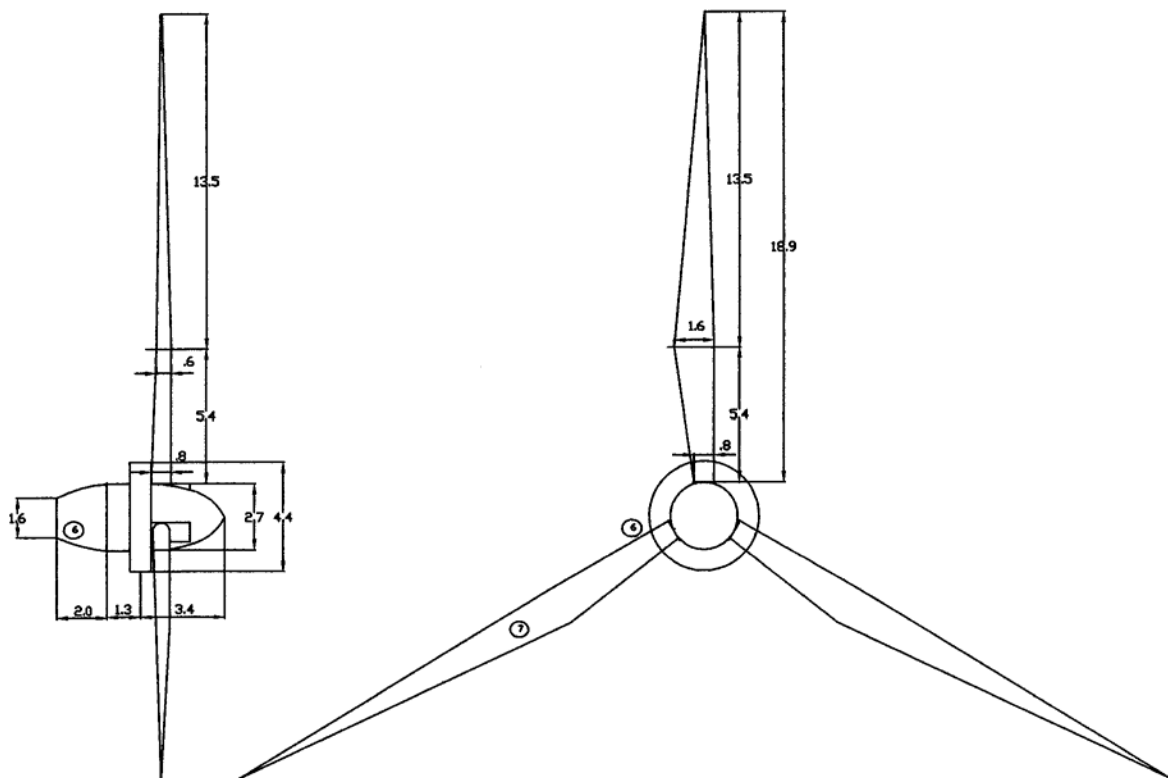


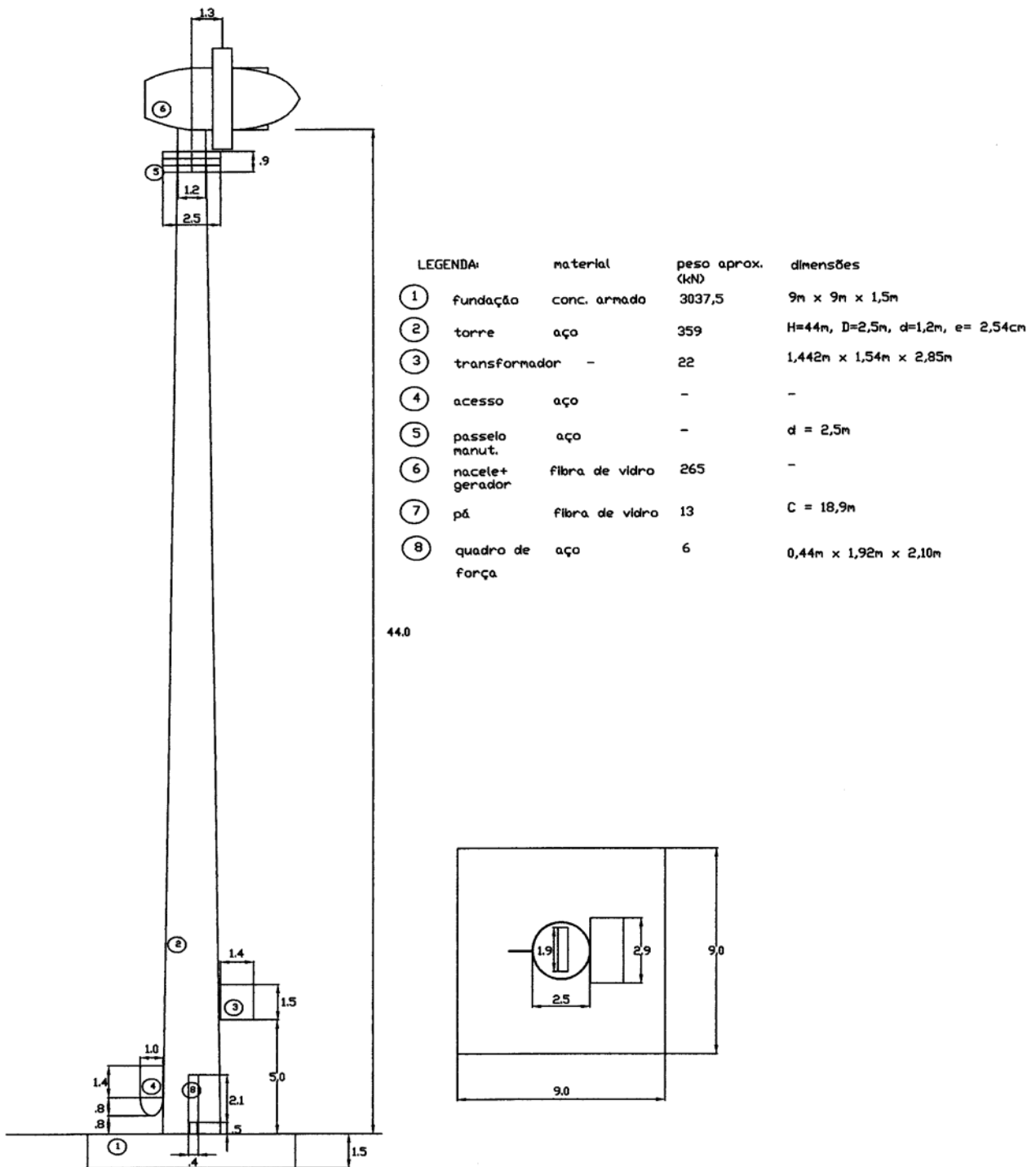
Figura 3.20 - Detalhe das pás do aerogerador estudado.

Nas Figuras 3.21 e 3.22 mostra-se o esboço das características geométricas do aerogerador estudado cujos dados foram fornecidos pela Companhia de Energia Elétrica do Estado do Ceará (COELCE) e pela Wobben Windpower Indústria e Comércio Ltda.



Obs: dimensões em metro (m)

Figura 3.21 – Pás e nacele do aerogerador estudado.



Obs: dimensões em metro (m)

Figura 3.22 – Torre e Fundação do aerogerador estudado.

3.3 MONITORAMENTO ESTRUTURAL

3.3.1 INTRODUÇÃO

Neste item apresenta-se a descrição de uma série de ensaios realizados na estrutura do aerogerador nº 7 da usina eólica da Taíba, para a determinação dos esforços atuantes nas fundações, em determinadas condições de vento de campo. Para isso, monitorou-se a estrutura com acelerômetros, extensômetros elétricos e um anemômetro.

3.3.2 MONITORAMENTO ESTRUTURAL DO AEROGERADOR Nº 7

Para a determinação dos esforços nas fundações, em certas condições de vento, monitorou-se a estrutura do aerogerador nº 7 por cerca de uma semana com o uso de acelerômetros, extensômetros elétricos e um anemômetro. Isso possibilitou a determinação dos esforços, para a condição particular de vento atuante na semana dos ensaios. A seguir apresentam-se detalhes do monitoramento e alguns dos seus resultados.

3.3.3 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

A monitoração foi realizada com a finalidade de medir as principais características dinâmicas da estrutura, sua resposta durante a operação e as principais características do vento durante este período de operação. Para isso foram realizadas duas campanhas de ensaios, brevemente descritas a seguir.

- **Campanha 1**

A campanha 1 foi realizada nos dias 10 e 11/06/03, pela excitação da estrutura através de movimentos cíclicos, no topo e no meio, gerados por uma pessoa, nas direções Norte-Sul e Leste-Oeste com o aerogerador desligado, e pela excitação da estrutura através de paradas a partidas do aerogerador.

- **Campanha 2**

Esta campanha consistiu basicamente na medição da resposta da estrutura, bem como das características do vento, durante três dias, em intervalos regulares de tempo. Adicionalmente realizou-se uma medida da resposta da estrutura com o aerogerador desligado e submetido apenas à ação do vento.

Durante os três dias mencionados, as medições foram realizadas nos seguintes períodos:

- Período 1: das 19:10 h do dia 10/06/03 até as 8:00 h do dia 11/06/03. Neste período as medidas foram efetuadas a cada 1 hora durante 5 min;
- Período 2: das 16:20 h do dia 11/06/03 até as 11:40 h do dia 12/06/03. Neste período as medidas foram efetuadas a cada 20 min durante 1 min;
- Período 3: das 11:55 h até as 14:00 h do dia 12/06/03. Neste período as medidas foram efetuadas a cada 10 min durante 1 min.

Essa etapa do presente trabalho foi financiada pela Companhia Energética do Estado do Ceará (COELCE), fruto de um projeto de pesquisa intitulado “Otimização Estrutural Torre e Fundação de Aerogeradores” realizado através de um convênio entre a Universidade de Fortaleza (UNIFOR) e a Universidade Federal do Ceará (UFC), contando ainda com a participação de professores do Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ).

Como já relatado anteriormente este trabalho objetiva o estudo do comportamento do solo que serve de apoio às fundações de um aerogerador, levando em conta os esforços transmitidos pela estrutura às fundações. Assim sendo serão aqui apresentados apenas alguns resultados das mencionadas campanhas de ensaios que, efetivamente, serão utilizados como entrada de dados para determinação dos esforços de pico da estrutura estudada. Detalhes sobre todos os dados obtidos nas campanhas de ensaios podem ser obtidos em Roitman e Magluta (2003) e Roitman et al. (2004).

3.3.4 INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA

A instrumentação utilizada foi constituída basicamente de 8 acelerômetros, 8 extensômetros elétricos de resistência e um anemômetro. Os acelerômetros utilizados foram do tipo resistivo com capacidade de medição de acelerações de até 1g e de frequências de até 50 Hz. São do tipo KFW-5-120-C1-11L1M2R e fabricados pela Kyowa. A Figura 3.23 mostra uma vista dos acelerômetros instalados na torre.

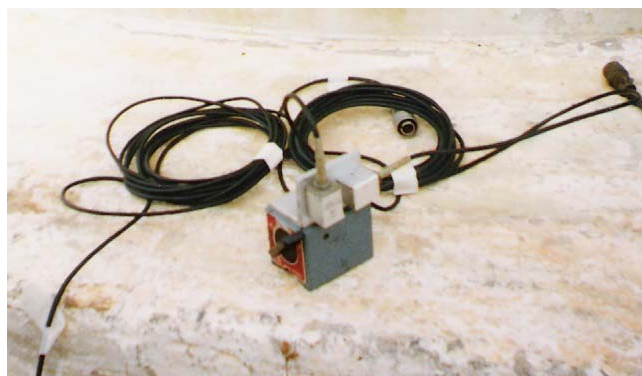


Figura 3.23 – Acelerômetros instalados na torre do aerogerador.

Os extensômetros elétricos de resistência utilizados apresentam resistência de 120 Ohms, também fabricados pela Kyowa (Figura 3.24). Já o anemômetro utilizado é do tipo Young 05305 e tem capacidade de medições de velocidade do vento de até 60 m/s e rajadas de até 100 m/s e a direção de 0° a 360° (Figura 3.25).

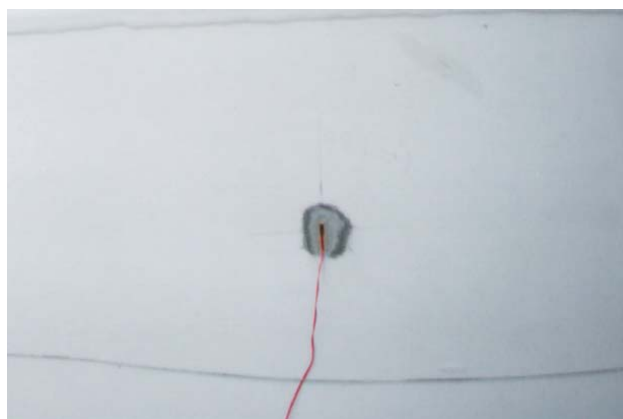


Figura 3.24 - Extensômetro elétrico de resistência colado à torre.

Dois acelerômetros foram instalados próximo ao topo (44m) e outros dois à meia altura (22m) da torre do aerogerador, para medir as vibrações transversais. Quatro acelerômetros foram montados verticalmente próximos à base da torre, para medir as

vibrações verticais transmitidas à fundação (Figura 3.26). Quatro pares de extensômetros elétricos de resistência, instalados a alturas de 0,38m e 3,58m, foram ligados em meia ponte de Wheatstone para permitirem a obtenção dos momentos fletores em duas direções e daí a estimativa dos esforços cortantes (Figura 3.27a). Conforme pode ser observado na Figura 3.27b, o anemômetro foi fixado a 5 e a 10 metros de altura, em uma torre treliçada suficientemente afastada do aerogerador para que não sofresse qualquer tipo de influência.



Figura 3.25 – Anemômetro utilizado nas medições.

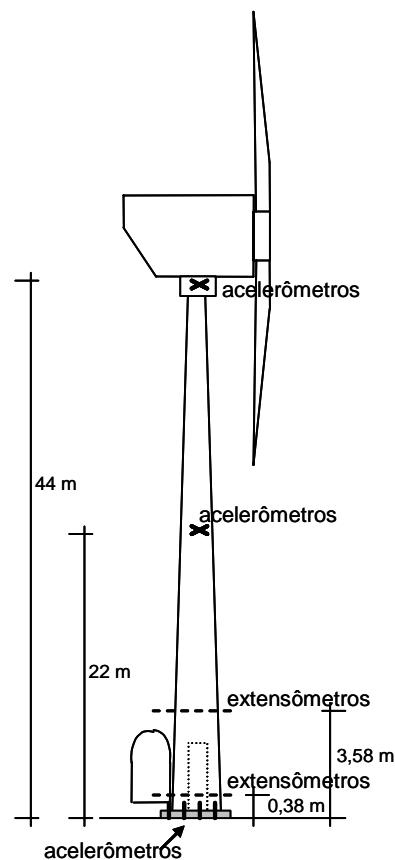


Figura 3.26 – Esquema da instrumentação utilizada no monitoramento.



a)



b)

Figura 3.27 –a) Detalhe dos Extensômetros elétricos de resistência instalados à 0,38m de altura b) Anemômetro fixado a 10 metros de altura em uma torre treliçada.

3.3.5 RESULTADOS OBTIDOS

- **Campanha 1**

Através das deformações medidas e utilizando expressões conhecidas da Resistência dos Materiais, Roitman e Magluta (2003) determinaram os esforços junto à base. As Figuras 3.28 e 3.29 mostram os momentos fletores em uma seção instrumentada para a seguinte situação: aerogerador inicialmente desligado, sendo ligado por um período curto de tempo e em seguida desligado novamente.

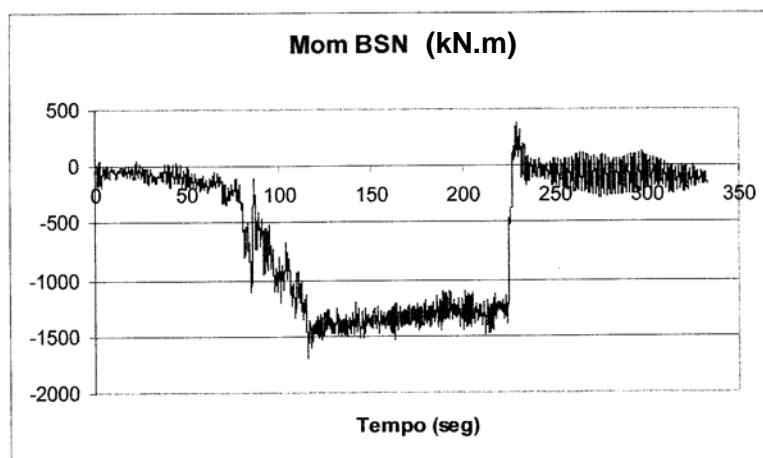


Figura 3.28 – Momentos fletores obtidos numa seção instrumentada a 3,58m de altura (Roitman e Magluta, 2003).

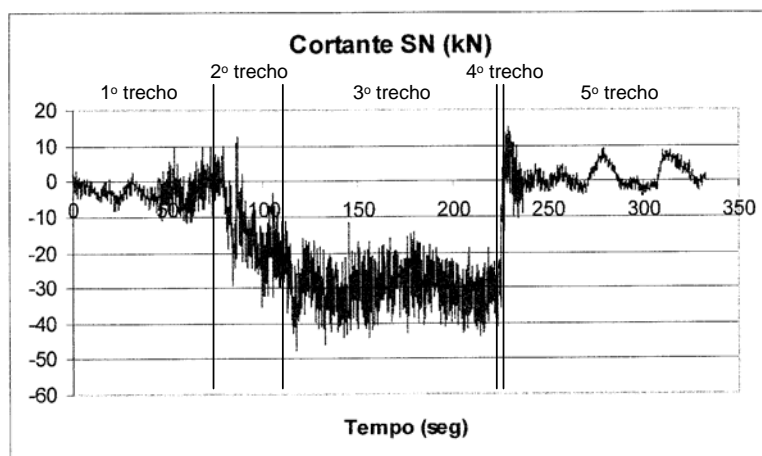


Figura 3.29 – Esforços cortantes junto à base na direção Sul-Norte (Roitman e Magluta, 2003).

Pelas Figuras 3.28 e 3.29 pode-se observar cinco trechos. O primeiro entre 0 e 70s, onde o equipamento estava desligado, sendo os momentos fletores aproximadamente nulos. O segundo trecho, entre 70 e 110 s, associado à resposta da estrutura durante o procedimento de partida do equipamento. O terceiro trecho, entre 110 e 220s, referente à operação normal. O quarto trecho, em torno de 220 s, refere-se ao desligamento do aerogerador, e o quinto apresenta a resposta em vibração livre da estrutura.

Vale destacar que, durante o processo descrito, não foram verificadas acelerações na base, indicando que praticamente não houve movimentações nas fundações do aerogerador.

- **Campanha 2**

A campanha 2 consistiu basicamente em medir a resposta da estrutura e as características do vento durante uma semana típica. Para obter as características do vento durante os dias de ensaio, plotou-se a velocidade e a direção do vento ao longo dos períodos de medição (Figuras 3.30 e 3.31). Pela Figura 3.30 observa-se que a máxima velocidade média encontrada foi de 9 m/s e a direção média do vento variou desde 100° até 260°.

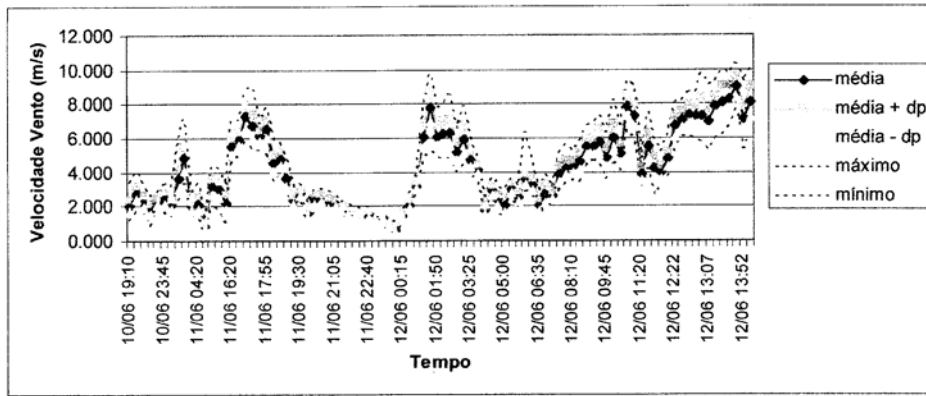


Figura 3.30 – Velocidade do vento medida na campanha 2 (Roitman e Magluta, 2003).

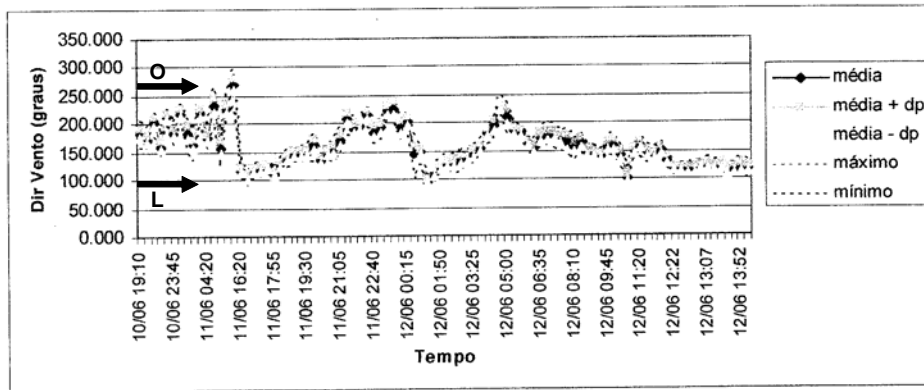


Figura 3.31 – Direção do vento medida na campanha 2 (Roitman e Magluta, 2003).

Para facilitar a compreensão, na Figura 3.32 mostram-se apenas as velocidades do vento obtidas para o primeiro período de medição.

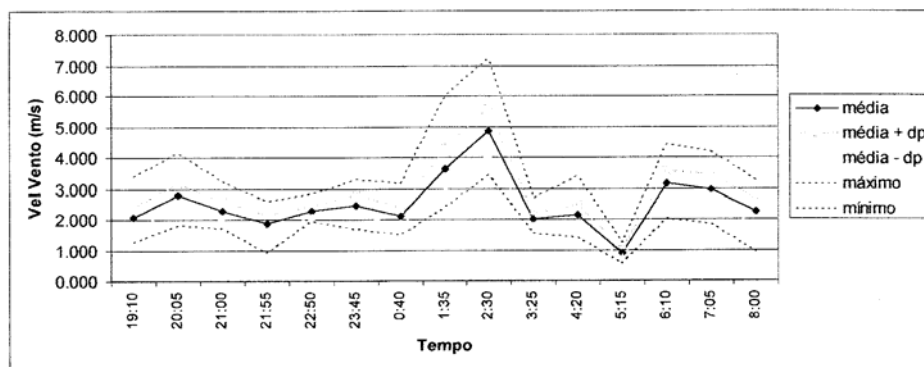


Figura 3.32 – Velocidade do vento medida ao longo do período 1 (Roitman e Magluta, 2003).

Através das deformações medidas e utilizando expressões conhecidas da Resistência dos Materiais determinaram-se os esforços na estrutura do aerogerador, durante sua operação normal e para a citada condição de vento (Roitman e Magluta, 2003). As Figuras 3.33 e 3.34 ilustram os momentos fletores e os esforços cortantes obtidos em um dos sensores ao longo período 1, junto à base do aerogerador.

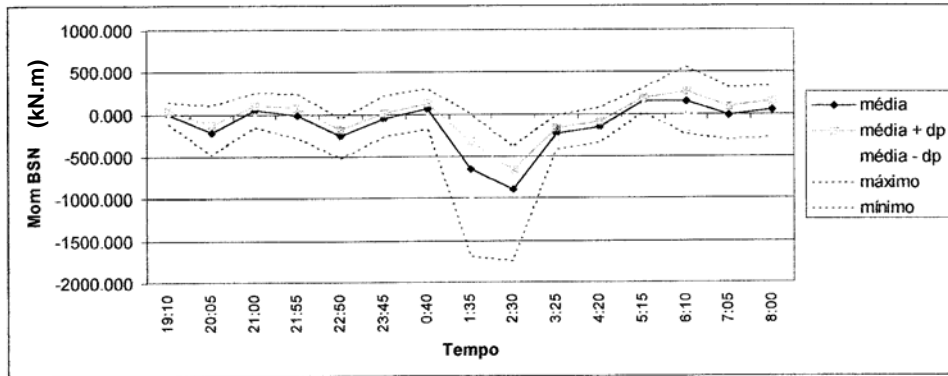


Figura 3.33 – Momentos fletores junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).

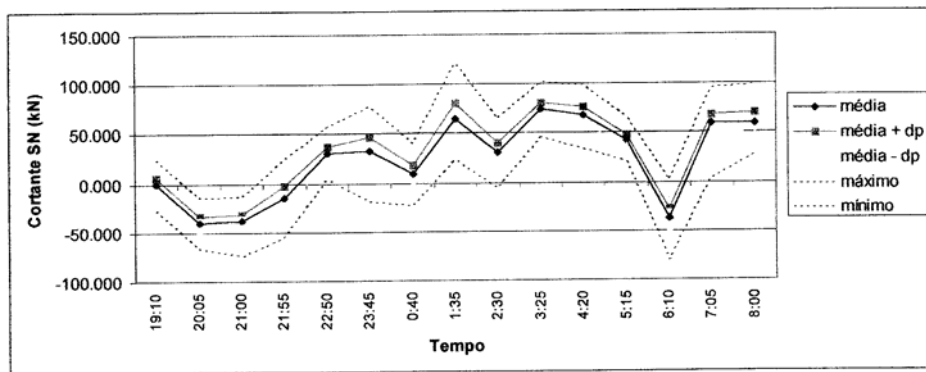


Figura 3.34 – Esforços cortantes junto à base obtidos em um dos sensores ao longo período 1 (Roitman e Magluta, 2003).

Pelas Figuras 3.32, 3.33 e 3.34 observa-se que o vento atingiu a velocidade máxima às 2:30h do dia 11/06 e os momentos fletores também alcançam seus valores máximos, o que demonstra boa coerência entre os valores obtidos.

Os sensores situados na base do aerogerador apresentaram leituras praticamente nulas, indicando que praticamente não ocorreu transmissão de movimentos verticais para as fundações ou que os movimentos foram tão pequenos que ficaram fora da precisão dos equipamentos.

3.4 ENSAIOS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO

3.4.1 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

3.4.1.1 Túnel de Vento

Com o objetivo de obter valores para o coeficiente de arrasto e daí estimar as cargas para a condição de pico, realizaram-se experimentos no túnel de vento de circuito aberto, alta intensidade turbulenta e baixa velocidade do Laboratório de Mecânica da Turbulência da COPPE/UFRJ, mostrado na Figura 3.35. O túnel apresenta seção de testes de 0,67m x 0,67m x 6m, velocidade variável e intensidade turbulenta de 2 %. Para medidas correspondentes a velocidades de vento mais elevadas, utilizou-se o túnel de vento aerodinâmico que apresenta seção de testes de 0,3m x 0,3m x 4m, velocidade variável e intensidade turbulenta de 0,2 % (Figura 3.36).



Figura 3.35 – Túnel de vento com alta intensidade turbulenta.



Figura 3.36 – Túnel de vento aerodinâmico.

3.4.1.2 Balança Aerodinâmica

A balança aerodinâmica é um equipamento capaz de medir esforços em modelos reduzidos sujeitos a escoamentos turbulentos.

Para a estimativa dos esforços de interesse foram utilizadas duas balanças aerodinâmicas externas: uma com plataforma paralela ao chão da seção de testes, denominada de balança horizontal, e uma outra com plataforma vertical para a medição de momentos.

A balança horizontal consiste em uma plataforma que utiliza trilhos e deslizadores lineares para seu deslocamento e é ilustrada nas Figuras 3.37 e 3.38. A mola utilizada apresenta uma constante elástica de 3,9706 N/m.

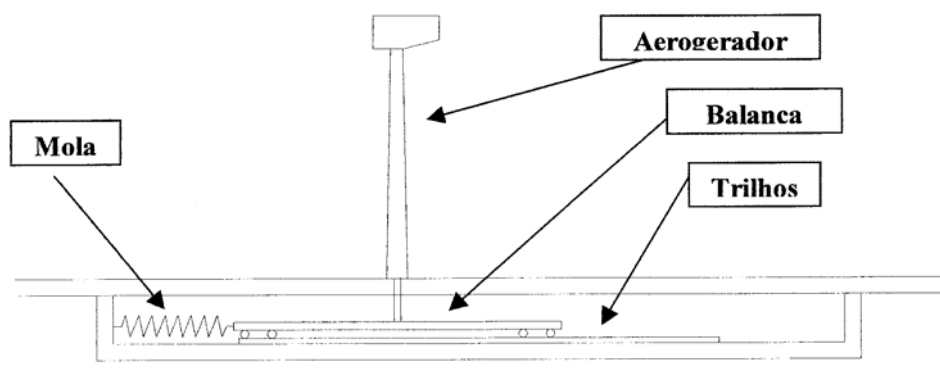


Figura 3.37 – Esquema da balança aerodinâmica horizontal.

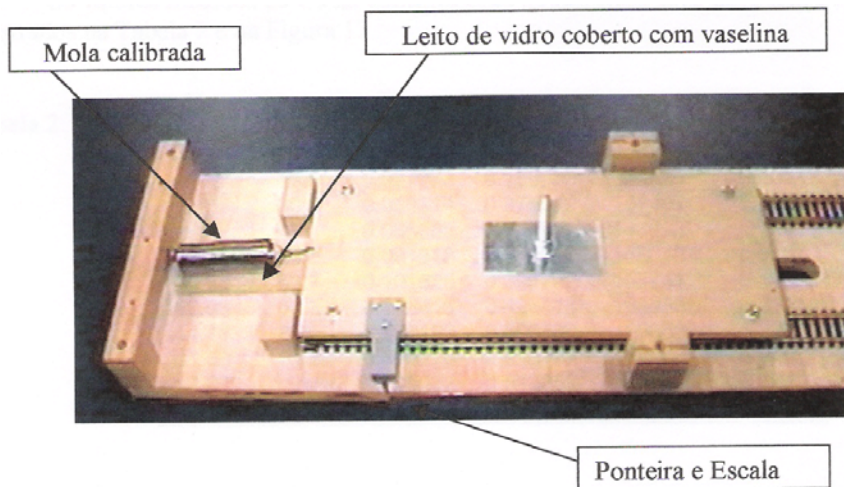


Figura 3.38 – Balança aerodinâmica horizontal utilizada.

A balança de momento foi feita a partir do prolongamento da haste do modelo do aerogerador por baixo da seção do túnel de vento e seu posterior pivoteamento. Utilizou-se ainda uma mola linear devidamente calibrada ($k = 11,9 \text{ N/m}$) e uma escala localizada no extremo do prolongamento da haste, como pode ser observado nas Figuras 3.39 e 3.40.

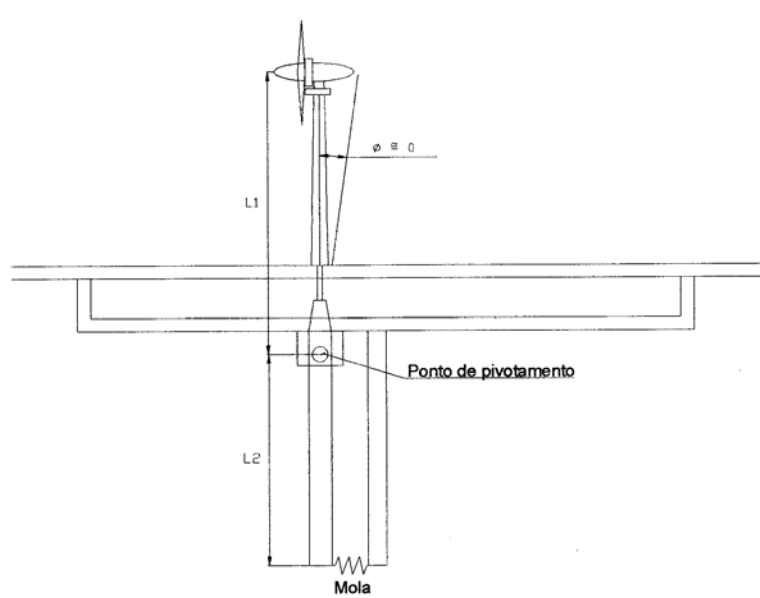


Figura 3.39 – Esquema da balança de momento.

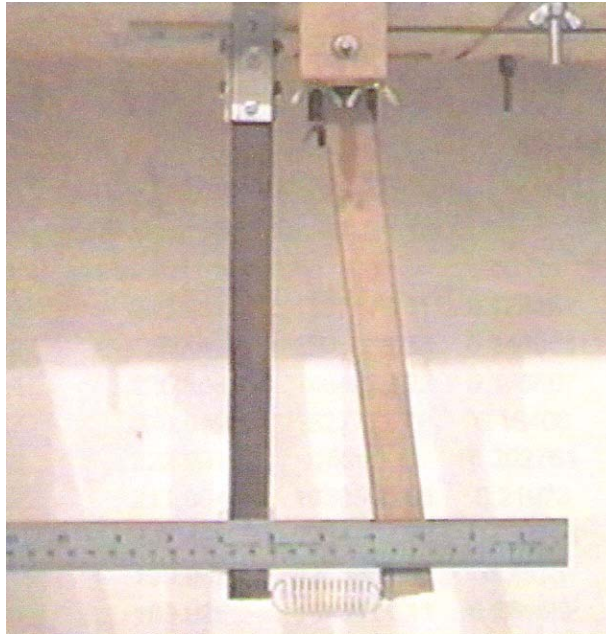


Figura 3.40 – Vista da balança de momento sob o túnel.

3.4.1.3 Anemômetro a Fio Quente

Com o objetivo de identificar a presença de escoamento turbulento, através da caracterização do escoamento a montante e a jusante do modelo do aerogerador, realizaram-se ensaios anemométricos a fio quente com um equipamento de propriedade do Laboratório de Mecânica da Turbulência da COPPE/UFRJ, cujo esquema é mostrado na Figura 3.41.

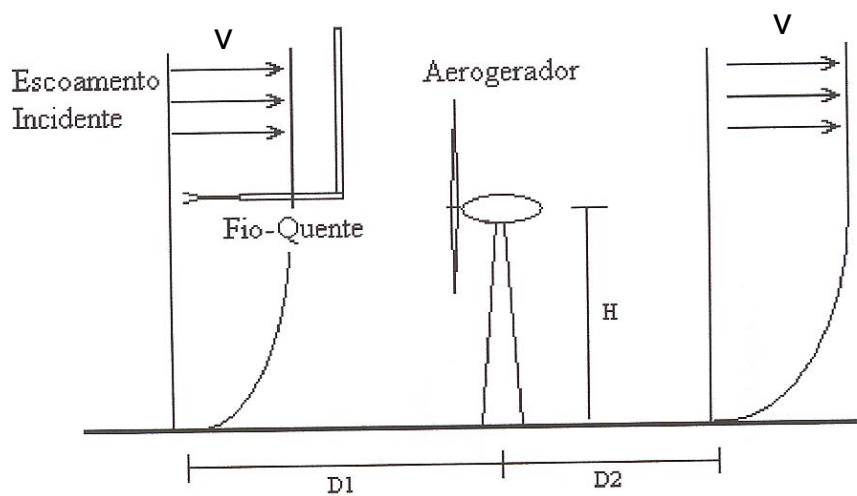


Figura 3.41 – Esquema ilustrativo do arranjo utilizado nas medições com o fio quente.

Os sensores utilizados são constituídos de um corpo de material cerâmico, onde são fixadas duas agulhas. O elemento sensível é um fio de tungstênio de 5 μ m de diâmetro e 1,25mm de comprimento. Os programas de aquisição e tratamento de dados são de propriedade do Laboratório de Mecânica da Turbulência e foram desenvolvidos internamente em linguagem Delphi 4.0. A placa de aquisição de dados funciona como um conversor analógico/digital, possuindo 16 bits de resolução e frequência de amostragem máxima de 100 kHz.

Dois perfis foram tomados para a realização dos ensaios, um à distância D1 igual a 150 mm a montante e outro à distância D2 de 150mm a jusante do modelo reduzido do aerogerador (1:200). A altura entre a nascele do modelo e a base da haste foi de 226 mm e a velocidade do vento utilizada no túnel foi de 9 m/s.

As Figuras 3.42 e 3.43 mostram representativamente os perfis de velocidade média e de intensidade turbulenta longitudinal obtidos a partir de ensaios de anemometria a fio quente.

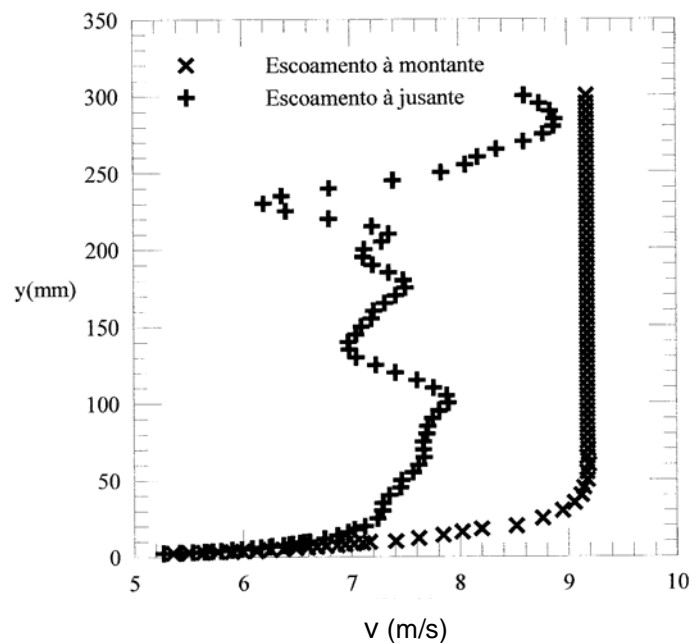


Figura 3.42 - Perfil de velocidade a montante e a jusante obtido com a técnica do fio quente.

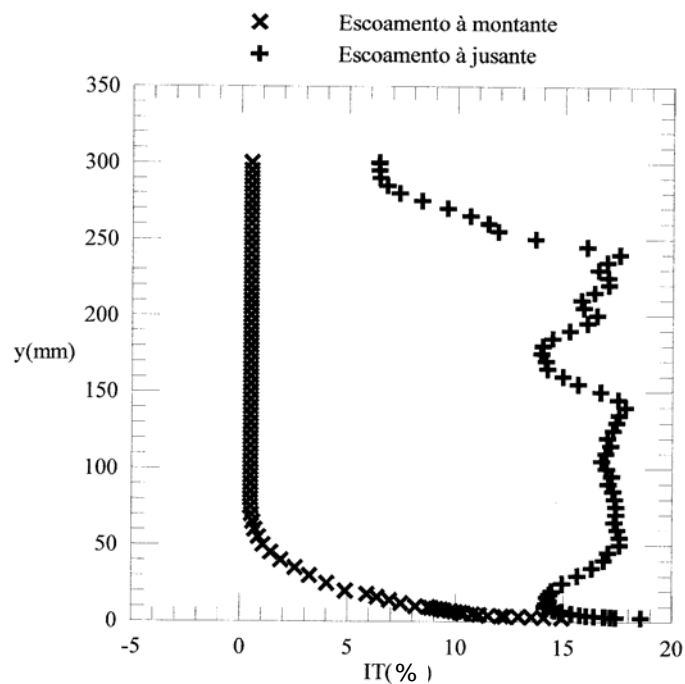


Figura 3.43 - Perfil de intensidade turbulenta a montante e a jusante obtido com a técnica do fio quente.

Vale destacar que a intensidade turbulenta (IT) é um parâmetro que indica, em porcentagem, a variação da velocidade correspondente ao valor imposto pelo túnel e o valor medido a montante e a jusante do modelo do aerogerador, sendo muito utilizado para a caracterização de escoamentos turbulentos. Além disso, destaca-se que os dados das Figuras 3.42 e 3.43 foram obtidos na região da linha de centro do modelo.

Como esperado verifica-se, pelas Figuras 3.42 e 3.43, que o escoamento em questão é tipicamente turbulento. Pelo gráfico da Figura 3.43 observa-se valores da intensidade turbulenta de cerca de 18% a jusante do modelo e cerca de 0,2% para o escoamento livre a montante do aerogerador.

3.5 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DO LOCAL ESTUDADO

Este item apresenta a caracterização geológica e geotécnica da região estudada. Como referido em itens anteriores, esta pesquisa foi desenvolvida no litoral oeste do Estado do Ceará, mais precisamente na usina eólica da praia da Taíba com cerca de 14 km de extensão, fazendo parte do município de São Gonçalo do Amarante.

3.5.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS DO LOCAL ESTUDADO

O local em estudo situa-se sobre uma larga faixa clara, de dunas, que encontra-se sobre os sedimentos da Formação Barreiras. São dunas edafizadas ou páleo-dunas, formadas por areias bem selecionadas, de granulação fina a média, por vezes siltosa, quartzosas e/ou quartzo-feldspáticas, com tons amarelados, alaranjados ou acinzentados. Normalmente são sedimentos inconsolidados, embora em alguns locais possam apresentar um certo grau de coesão. Trata-se de uma geração mais antiga de dunas que podem atingir 30m de altura, apresentando o desenvolvimento de processos pedogenéticos, com a conseqüente fixação de um revestimento vegetal de maior porte. As espessuras variam em torno de 15 m, próximo à linha da costa, com progressiva redução em direção ao interior e com as formas dissipadas em algumas áreas.

Na porção mais plana, mais próxima ao mar, encontram-se as praias recentes, que formam um depósito contínuo, alongado por toda a extensão da costa, desde a linha da maré baixa até a base das dunas móveis. São acumulações de areias de granulação média a grossa, ocasionalmente cascalhos (próximo às desembocaduras dos rios maiores), com abundantes restos de conchas, matéria orgânica e minerais pesados. Esta unidade está inserida na faixa correspondente às dunas recentes.

Cavalcanti (1998) destaca que a presença de sais em areias marinhas são provenientes unicamente da água do mar. Depois da secagem, o sal restante está localizado no exterior dos grãos. Ele cristaliza na superfície ou dentro de depressões dos grãos, formando cristais cúbicos facilmente observáveis ao microscópio. A partir daí o teor de sais das areias marinhas é função do teor de água de retenção das areias e da salinidade das águas residuais.

Incluem-se também, neste contexto, os “beach-rocks” ou arenitos de praia, que ocorrem em diversos trechos da área. Estas formações funcionam, muitas vezes, como proteção a determinados setores da costa, diminuindo a energia das ondas que se aproximam da face da praia e evitando a ação erosiva das mesmas. Em geral são arenitos conglomeráticos com grande quantidade de bioclásticos (fragmentos de moluscos e algas), cimentados por carbonatos de cálcio.

Segundo Gusmão Filho (2002), os solos de origem eólica são formados da seguinte forma; a partir do instante em que as rochas são partidas, os detritos são carregados, lapidados e reduzidos de tamanho e, ao longo de seu percurso pelas águas dos rios, atingem um sedimento do tamanho da areia. Depositados pelos rios ou pela ação das marés, as partículas diminutas podem ser transportadas por ação do vento até grande distâncias. Os depósitos de dunas são formadas à medida que essas partículas vão encontrando obstáculos e se acumulam durante o seu transporte.

A formação Barreiras distribui-se como uma faixa de largura variável acompanhando a linha da costa e à retaguarda dos sedimentos eólicos antigos e atuais. Por vezes aflora na linha de praia, formando falésias vivas. Na porção oriental da região metropolitana de Fortaleza chega a penetrar até cerca de 30 km em direção ao interior, constituindo o trecho mais largo da faixa. É estratificamente intercalada entre as rochas que constituem o embasamento cristalino e as dunas e aluviões recentes (Lima, 1976). Sua espessura também é bastante variável, em função do seu relacionamento com a superfície irregular do embasamento, porém as maiores espessuras ocorrem próximo à costa e atingem no máximo 50 m (Brandão, 1995). Os sedimentos são areno-argilosos, não ou pouco litificados, de coloração avermelhada, creme ou amarela, muitas vezes de aspecto mosqueado, com granulação variando de fina a média e contendo intercalações de níveis conglomeráticos. Horizontes lateríticos, sem cota definida, são frequentes e estão associados à percolação de água subterrânea. Os níveis aflorantes são arenosos, seguidos por nível argiloso em sua porção média e conglomerático na base. Colares (1995) atribui a esses sedimentos uma idade terciária.

A Figura 3.44 ilustra a geologia do subsolo da área estudada e a Figura 3.45 mostra uma vista das dunas da Taíba.

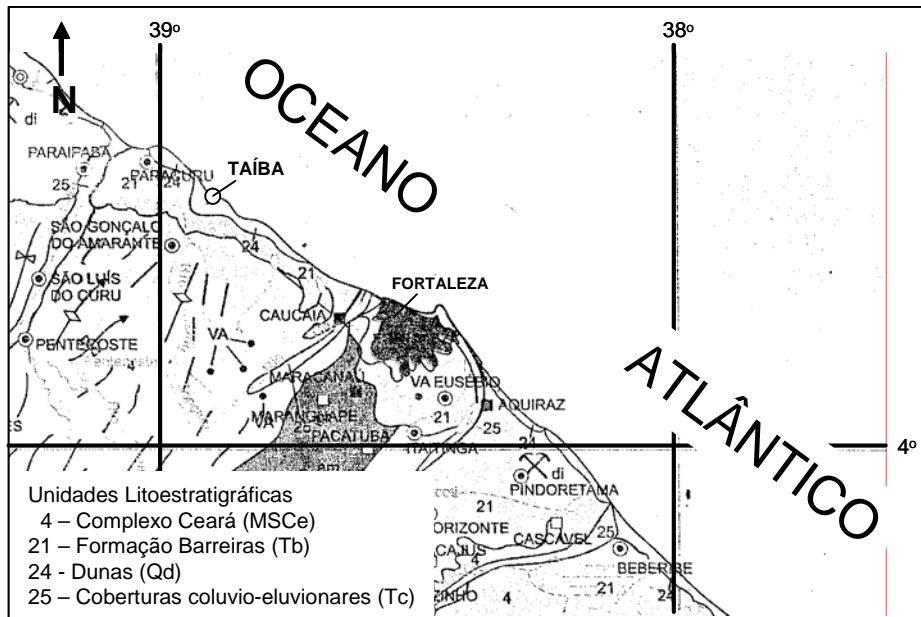


Figura 3.44 – Esboço geológico da área estudada (IPLANCE, 1995).

Na porção das dunas, o perfil de solo é bastante homogêneo, sendo constituído de areia fina, compacta a muito compacta, de cor amarelada. A seguir apresenta-se a caracterização geotécnica do solo estudado.



Figura 3.45 - Vista das dunas da Taíba.

3.5.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O comportamento do solo adjacente ao aerogerador nº 7 foi determinado a partir de um programa de ensaios de laboratório (caracterização e especiais) e de uma campanha de ensaios de campo, ensaios à percussão e ensaios pressiométricos, que serão descritos a seguir.

3.5.2.1 Ensaios de Laboratório

- **Ensaios de Caracterização**

A campanha de laboratório constou de uma bateria de ensaios de caracterização e outra de ensaios especiais. A caracterização constou de análise granulométrica, determinação da densidade real dos grãos, índices de consistência e determinação do índice de vazios máximo e mínimo. Adicionalmente, determinou-se um perfil de umidade natural e de densidade natural “in situ”.

Para a caracterização geotécnica do solo estudado, fez-se necessário a sua classificação, que foi realizada através de ensaios granulométricos e de índices de consistência. As amostras de solo utilizadas para os ensaios foram coletadas nas profundidades de 2,0m, 5,0m e 9,0m, em quatro furos, dois situados a 10,25m de distância do eixo do aerogerador nº 7 (SPT1 e SPT3) e outros dois furos (SPT2 e SPT4) situados a 11,25m de distância do mesmo aerogerador. Na Tabela 3.5 mostra-se um resultado típico dos ensaios granulométricos realizados nas referidas amostras de solo.

Tabela 3.5 - Resultado típico dos ensaios granulométricos realizados.

Granulometria (% passando)													
Peneiramento Grosso							Peneiramento Fino						
2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	nº 4	nº 10	nº 16	nº 30	nº 40	nº 60	nº 100	nº 200
100	100	100	100	100	100	100	100	100	99	91	50	5	0

Os valores encontrados para os limites de liquidez e de plasticidade, para todas as amostras ensaiadas, foram nulos. A Figura 3.46 mostra uma curva granulométrica típica do material estudado.

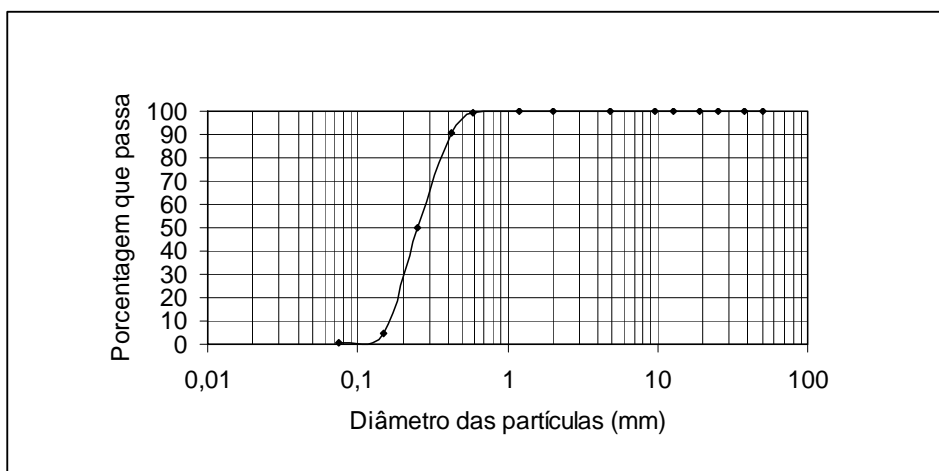


Figura 3.46 - Curva granulométrica típica do material estudado.

De acordo com a classificação do Highway Research Board (HRB), todas as amostras estudadas enquadram-se no subgrupo dos solos A-3, correspondendo a areia fina. Pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) as amostras correspondem ao grupo SP, ou seja a areia mal graduada, com pouca quantidade de finos. O diâmetro médio das partículas do solo (D_{50}) é de 0,25 mm e o coeficiente de uniformidade (C_u), ou seja, a relação entre os diâmetros correspondentes a 60% e a 10%, é de 1,8 indicando, da mesma forma que o sistema de classificação SUCS, se tratar de um solo de granulometria muito uniforme.

Praticamente não houve variações granulométricas de um furo para outro em cada profundidade ensaiada. No entanto, verificou-se um pequeno aumento do material que passa na peneira nº 40 com a profundidade. Este fato indica a presença de maior quantidade de areia fina nas amostras mais profundas.

A Figura 3.47 mostra as curvas granulométricas das amostras de solo em estudo nas profundidades de 2m a partir das amostras coletadas nos furos SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4. Nela observa-se que, praticamente, não há variação granulométrica de um furo para outro.

Os ensaios realizados seguiram as orientações das normas: Análise Granulométrica – NBR 7181/84 (ABNT, 1984) e Preparação de Amostras de Solo para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização, Método de Ensaio – NBR 6457/86 (ABNT, 1986).

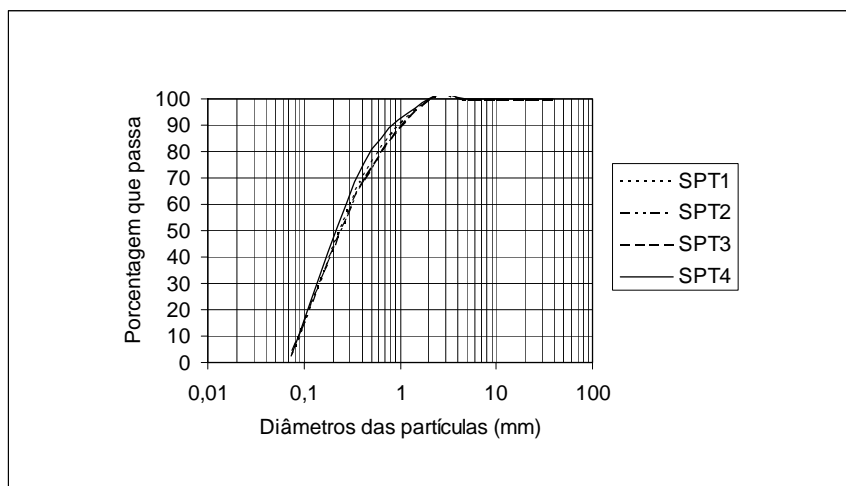


Figura 3.47 – Granulometria das amostras de solo a 2m de profundidade.

Na Figura 3.48 mostra-se o aumento da quantidade de areia fina ao longo da profundidade nas amostras das sondagens SPT2.

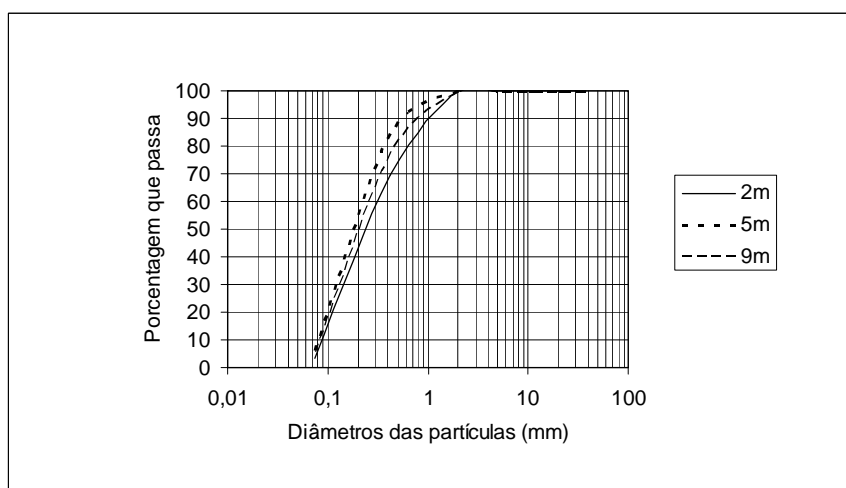


Figura 3.48 – Variação da granulometria da amostra de solo do furo SPT2 ao longo da profundidade.

A densidade real dos grãos (δ) foi determinada pelo clássico método do picnômetro, de acordo com a Norma NBR 6508/84 (ABNT, 1984). A densidade real dos grãos (δ) obtida através da realização de três ensaios foi, em média, igual a 2,61. Um resultado dessa ordem já era esperado pois a própria literatura indica a pouca variação de δ de solo para solo (Lambe e Whitman, 1976). O resultado obtido encontra-se nos limites de 2,58 e 2,63 determinados por Cavalcanti (1998) para as areias marinhas da Região Metropolitana de Fortaleza.

O índice de vazios máximo (e_{\max}) e mínimo (e_{\min}) de uma areia juntamente com o seu índice de vazios natural indica o seu estado de compactidade através da determinação da compactidade relativa (CR). Dessa forma, a determinação do índice de vazios máximo (e_{\max}) do solo estudado foi feito colocando-se cuidadosamente uma certa quantidade de areia seca em um molde metálico, com auxílio de um funil com pequena altura de queda. Já para o índice de vazios mínimo (e_{\min}), o mesmo molde foi preenchido em três camadas compactadas com auxílio de um soquete, tomando-se o cuidado para não quebrar os grãos de solo, e em seguida colocado em uma mesa vibratória. Em qualquer um dos casos conhecendo-se o volume do molde e determinando-se a massa de solo contida no mesmo em cada situação, determina-se o índice vazios correspondente por:

$$e_{\min,\max} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d\max,\min}} - 1 \quad (3.4)$$

onde $\gamma_{d\max,\min}$ é o peso específico seco máximo ou mínimo da amostra e γ_s é o peso específico real dos grãos de solo.

Os índices de vazios máximo (e_{\max}) e mínimo (e_{\min}) para o solo estudado corresponderam a 0,85 e 0,59, respectivamente. Os valores encontrados são ligeiramente superiores aos típicos valores apresentados por Souza Pinto (2000) e aproximam-se mais do caso de areias mal graduadas e de grãos arredondados. Por outro lado, esses valores enquadram-se perfeitamente no caso de areias limpas e uniformes apresentado por Lambe e Whitman (1976), confirmando as indicações anteriormente obtidas pelos ensaios granulométricos. Atribui-se as diferenças em relação às indicações de Souza Pinto (2000) às distintas características quanto à granulometria e forma dos grãos entre as areias. Vale observar que todos os procedimentos seguiram as recomendações das Normas MB-3388/91 (ABNT, 1991) e MB-3324/90 (ABNT, 1990).

A umidade natural do solo foi determinada com auxílio de um trado tipo concha em um furo situado nas proximidades do aerogerador nº 7. O aparelho utilizado para a determinação da umidade do solo foi da marca PAVITEST, Ref. I-1003, do tipo

Umidade-Pressão (Speedy) com amostras de 20g. Na Figura 3.49 apresenta-se o perfil de umidade obtido ao longo da profundidade.

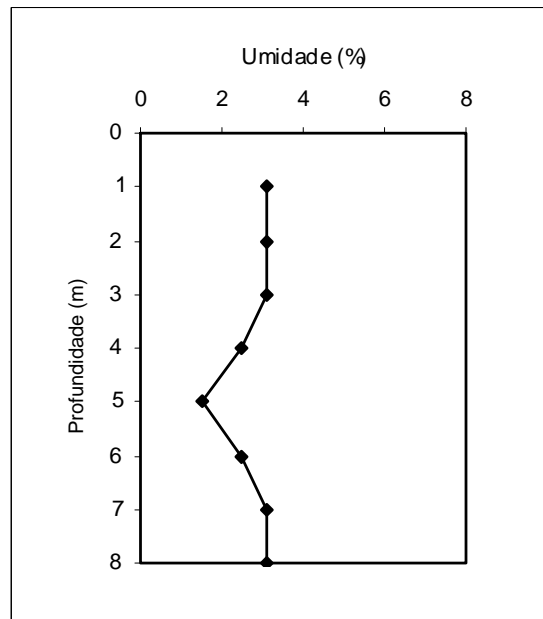


Figura 3.49 - Perfil de umidade do solo estudado.

A densidade “in situ” foi determinada utilizando-se o método do frasco de areia em dois ensaios. O primeiro ensaio foi realizado em uma cava aberta a 20 cm de profundidade da superfície natural do terreno e apresentou um peso específico de $17,2 \text{ kN/m}^3$. No segundo ensaio, a cava foi aprofundada até 50 cm, apresentando um peso específico de $15,9 \text{ kN/m}^3$. O peso específico natural médio entre os dois ensaios realizados é de $16,6 \text{ kN/m}^3$. Vale comentar ainda que o índice de vazios médio do solo estudado na porção superior da superfície do solo (20 a 50 cm) foi estimado em 0,62 e obtido a partir da relação $e = (\gamma_s/\gamma_d) - 1$.

A estimativa do índice de vazios (e) com a profundidade foi feita a partir da densidade relativa utilizando-se a seguinte expressão:

$$CR = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100 \quad (3.5)$$

A compactidade relativa (CR) da areia ao longo da profundidade foi estimada a partir da metodologia proposta por Mitchell et al (1978). A Tabela 3.6 apresenta os

valores obtidos para a compactação relativa (CR) e o índice de vazios (e) ao longo da profundidade. Pela mesma tabela, observa-se que o índice de vazios do solo estudado basicamente não varia com a profundidade e apresenta valores praticamente coincidentes com o $e_{min.}$, dando indícios de que o solo em estudo deverá apresentar elevada resistência mecânica. A densidade relativa também é elevada com valores sempre superiores a 96%.

Com o propósito de melhor caracterizar o solo estudado estimou-se, a partir de relações básicas dos índices físicos, a variação da porosidade ($n=e/1+e$), do grau de saturação ($S=w.\delta/e$) e do peso específico natural do solo ($\gamma_{nat} = (\delta+S.e/1+e).\gamma_w$) com a profundidade, conforme apresenta-se na Tabela 3.7.

Tabela 3.6 – Valores obtidos para a compactação relativa (CR) e o índice de vazios (e) ao longo da profundidade do solo estudado.

Prof (m)	CR (%)	e
1	100	0,59*
2	100	0,59*
3	100	0,59
4	100	0,59*
5	100	0,59*
6	99	0,59
7	98	0,59
8	96	0,60
9	96	0,60
10	100	0,59*

Nota: * valores obtidos limitando-se CR em 100%.

Tabela 3.7 - Variação da porosidade (n), grau de saturação (S) e o peso específico natural do solo (γ_n) com a profundidade.

Prof (m)	n	S (%)	γ_{nat} (kN/m ³)
1*	0,37	13,7	17,0
2*	0,37	13,7	17,0
3	0,37	13,8	17,0
4*	0,37	11,1	17,0
5*	0,37	6,6	17,0
6	0,37	11,1	16,8
7	0,37	13,7	16,9
8	0,37	13,5	16,8

Nota: * valores obtidos limitando-se CR em 100%.

- **Ensaio de Cisalhamento Direto**

Com o objetivo de obter valores característicos dos parâmetros de resistência do solo estudado, foram realizados dois programas de ensaios de cisalhamento em amostras compactadas estaticamente, uma na condição natural, 3% de umidade, e a outra na condição seca.

No primeiro programa de ensaios determinou-se, por meio de relações básicas dos índices físicos, a quantidade de solo e água que cada corpo de prova, de volume previamente determinado, deveria conter para apresentar-se em três condições distintas com relação ao seu índice de vazios. De posse desses valores, procedeu-se à moldagem dos corpos de prova, colocando a quantidade de solo previamente determinada em camadas (3 a 5) dentro da própria caixa de cisalhamento com o auxílio de um apoio de madeira utilizado para compactar o solo dentro da caixa. Ao fim de cada moldagem, determinou-se o peso do conjunto massa de solo mais caixa de cisalhamento que, após o devido desconto da caixa vazia, indicou o índice de vazios efetivamente de cada corpo de prova ensaiado. Na sequência, foram executados ainda dois ensaios em corpos de prova no estado seco. A Tabela 3.8 mostra os valores das características dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 3.8 – Resumo das características dos corpos de provas ensaiados.

Ensaio n°	σ_N (kPa)	w(%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	e	CR (%)
1	50	2,8	14,5	14,9	0,80	19
2	100	2,6	14,5	14,9	0,80	21
3	200	2,7	14,4	14,8	0,81	16
4	50	2,6	15,5	15,9	0,68	64
5	100	2,7	15,4	15,8	0,69	60
6	200	2,7	15,4	15,8	0,69	60
7	50	2,8	15,8	16,3	0,65	77
8	100	2,3	15,9	16,2	0,64	79
9	200	2,4	15,8	16,2	0,65	77
10	400	2,7	15,4	15,8	0,69	60
11	50	0,2	14,2	14,2	0,80	19
12	100	0,2	14,2	14,2	0,80	19
13	200	0,2	14,2	14,2	0,80	19
14	50	0,2	15,1	15,1	0,70	58
15	100	0,2	15,1	15,1	0,70	58
16	200	0,2	15,1	15,1	0,70	58

O equipamento utilizado é da marca Pavitest, fabricado pela CONTENCO. A caixa de cisalhamento utilizada tem dimensões de 10cm x 10cm x 2 cm e utilizou-se uma velocidade de ensaio de 0,2 mm/min. A constante elástica do anel de carga utilizado vale 0,001046 kN/div (0,1046 kgf/div). A Figura 3.50 mostra os resultados da calibração do anel de carga utilizado. Visando reproduzir o nível de tensões da faixa de solo estudada no campo, correspondente até 10m, utilizou-se tensões normais de ensaio de 50, 100 e 200 kPa.

Vale destacar ainda que a velocidade de ensaio, 0,2 mm/min, foi escolhida de forma que o número de pontos obtidos fosse suficiente para formar curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal bem definidas.

Para os ensaios realizados em corpos de provas com 3% de umidade, estima-se que, no estado fofo, a ruptura seja atingida a 45, 82 e 155 kPa, para as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa, respectivamente. No estado intermediário a ruptura ocorreu a 45, 100 e 170 kPa e para os corpos de prova densos a tensões cisalhantes de 14, 56 e 157.

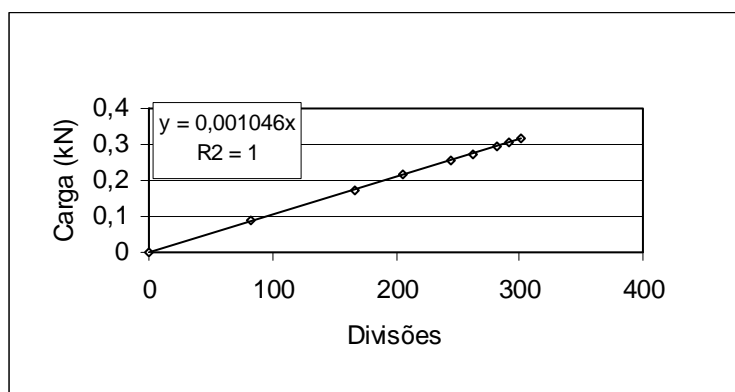


Figura 3.50 – Calibração do anel de carga utilizado.

Nas Figuras 3.51 a 3.54 são mostrados os resultados obtidos com os ensaios realizados nos estados fofo ($e=0,80$), intermediário ($e=0,70$) e denso ($e=0,65$) nas amostras úmidas. Já as Figuras 3.55 a 3.57 mostram os resultados dos ensaios realizados nos estados fofo ($e=0,80$) e intermediário ($e=0,70$) nas amostras secas.

A partir dos valores da tensão normal aplicada e das estimativas das tensões cisalhantes de ruptura determinou-se o ângulo de atrito e a coesão do solo em cada estado ensaiado, conforme ilustrado na Figura 3.58.

Para verificar a tendência de elevação da tensão de ruptura do solo para tensões confinantes mais elevadas, ensaiou-se adicionalmente uma amostra de solo compactada no estado intermediário ($e = 0,70$) submetida a uma tensão normal de 400 kPa. No entanto, com um deslocamento de apenas 3mm, ou seja 3% de deformação cisalhante, atingiu-se o limite operacional do equipamento e o ensaio foi interrompido sem que fosse possível obter a tensão cisalhante de ruptura do corpo de prova.

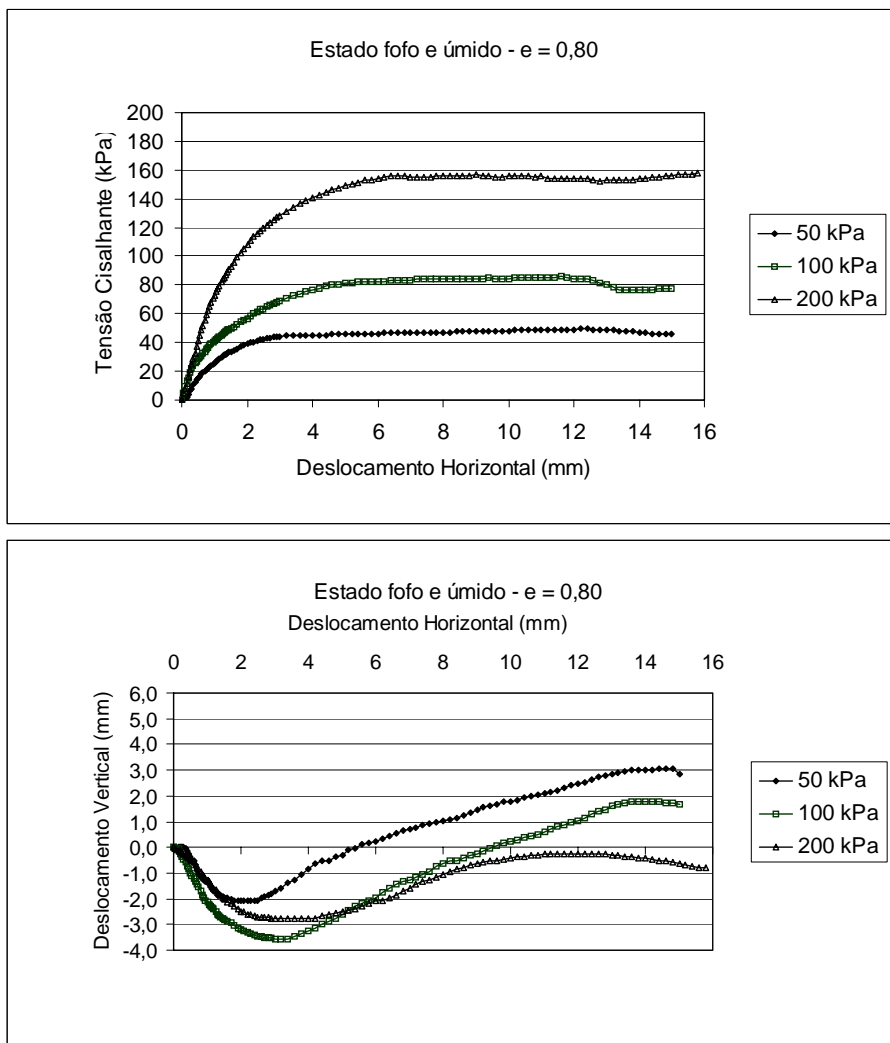


Figura 3.51 – Curvas τ , Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,80$ úmida.

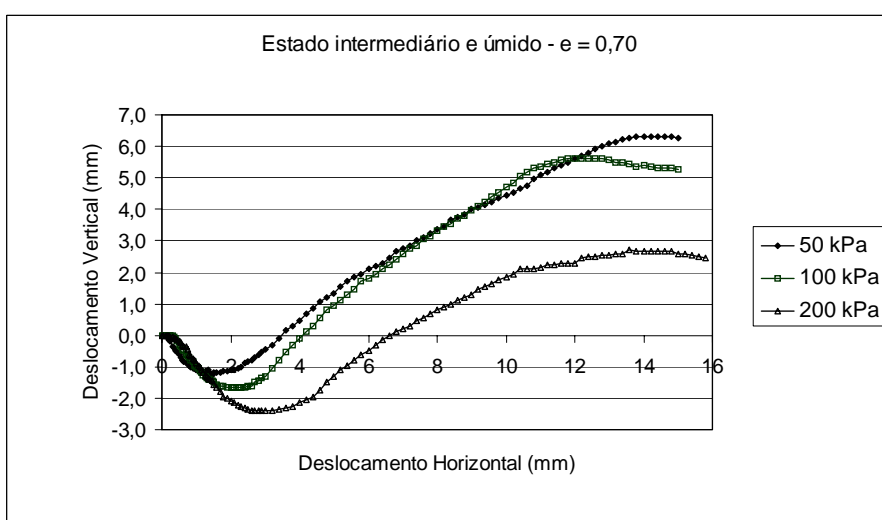
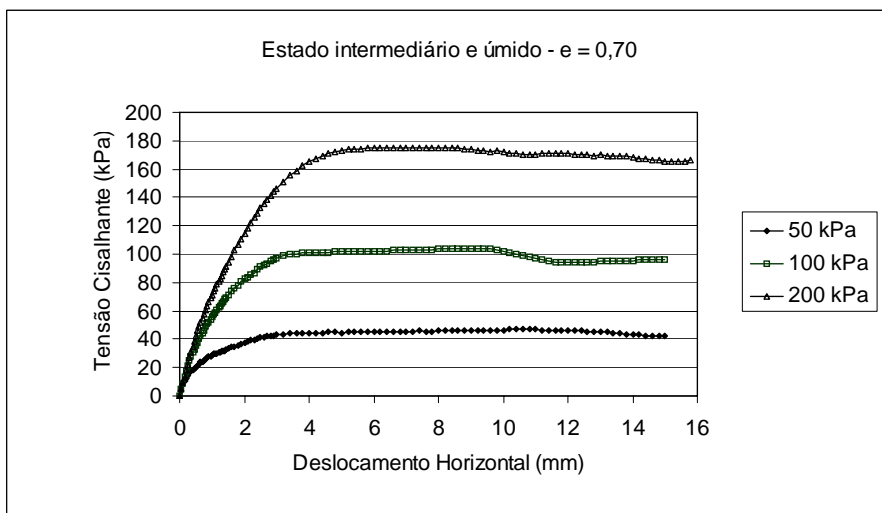


Figura 3.52 – Curvas τ , Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,70$ úmida.

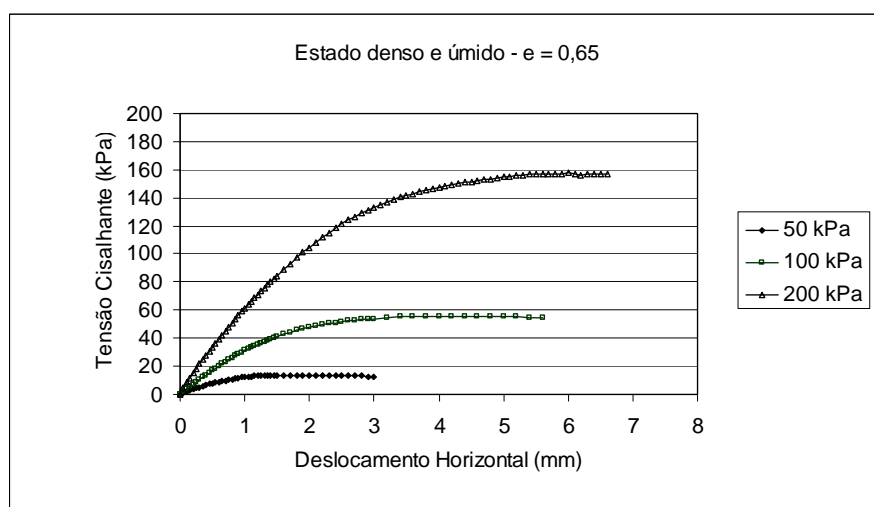


Figura 3.53 – Curva τ . x Desl. Hor., com $e = 0,65$ úmida.

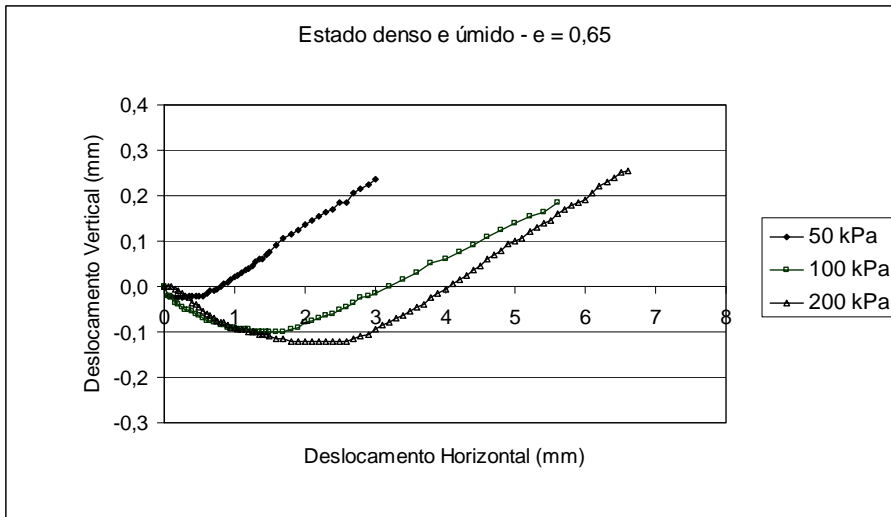


Figura 3.54 – Curva Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,65$ úmida.

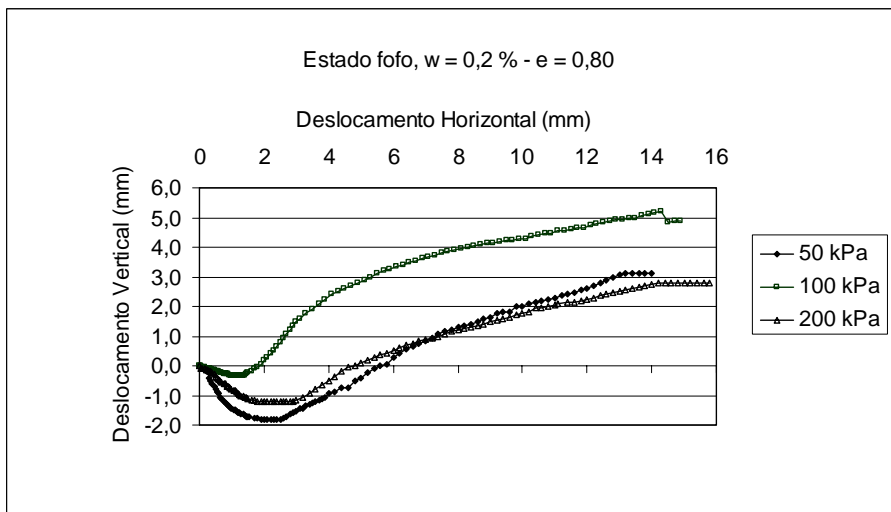
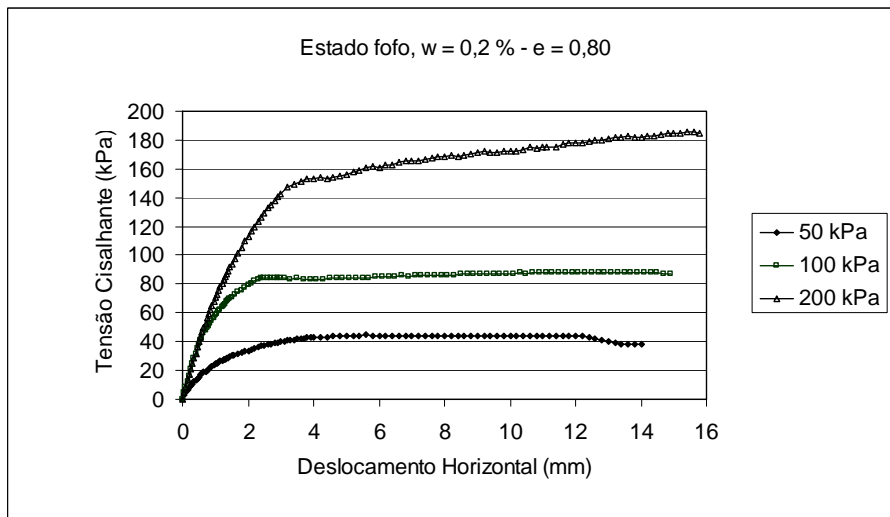


Figura 3.55 – Curvas τ , Desl. Vert. x Desl. Hor., com $e = 0,80$ e $w = 0,2\%$.

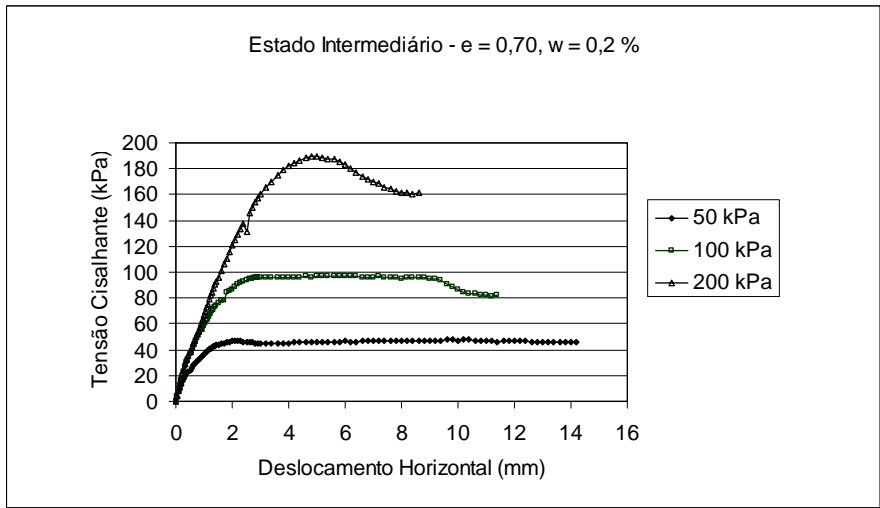


Figura 3.56 – Curva τ x Desl. Hor., com e = 0,70 e w = 0,2%.

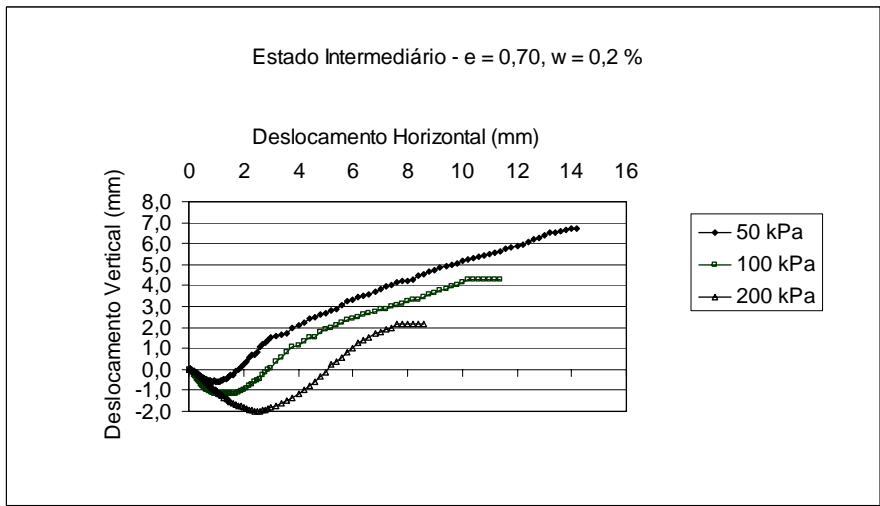


Figura 3.57 – Curva Desl. Vert. x Desl. Hor., com e = 0,70 e w = 0,2%.

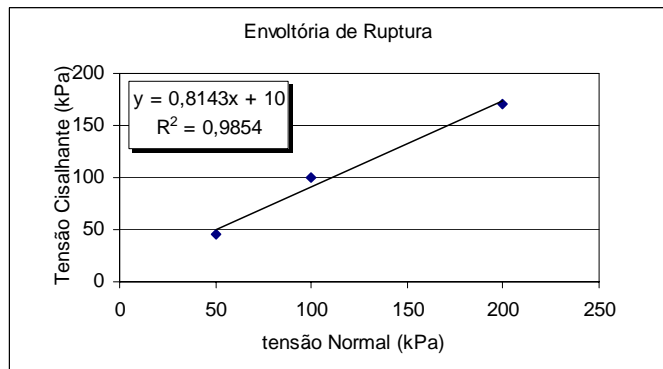


Figura 3.58 – Envoltória de ruptura para os corpos de prova com e = 0,70 úmida.

Na Tabela 3.9 mostra-se o resumo dos parâmetros de resistência obtidos com os ensaios realizados com os equipamentos de cisalhamento direto.

Tabela 3.9 - Parâmetros de resistência obtidos com os ensaios de cisalhamento direto.

Estado	e	CR (%)	ϕ (graus)	c_{apar} (kPa)
Fofo (w = 3%)	0,80	19	36	8,5
Intermediário (w = 3%)	0,70	58	39	10,0
Denso (w = 3%)	0,65	77	36	0
Fofo (w = 0,2%)	0,80	19	42	0
Intermediário (w = 0,2%)	0,70	58	39	0

Pela Tabela 3.9 verifica-se que, para o índice de vazios de 0,80, o ângulo de atrito dos corpos de prova no estado seco foi superior ao do estado úmido. A presença de umidade elevou o peso específico dos corpos de prova, favorecendo a presença de sucção observada pelo valor da coesão aparente obtido. Nos corpos de prova com índice de vazios igual a 0,70 o ângulo de atrito permaneceu inalterado. Os ensaios realizados para a obtenção do ângulo de atrito dos corpos de prova no estado denso (e = 0,65) e úmido (w = 3%) foram repetidos e, nos dois casos, o ângulo de atrito foi inferior ao do estado intermediário. Alguns dos resultados obtidos discrepantes são atribuídos às dificuldades encontradas com as moldagens dos corpos de prova.

Vale destacar que apesar das dificuldades encontradas com moldagens de corpos de provas em amostras reconstituídas, esta é a única maneira de ensaiar amostras de solos não coesivos em laboratório.

Os valores obtidos de ϕ em função do índice de vazios para os corpos de prova no estado úmido possibilitaram a construção de um gráfico que permitiu extrapolações para a condição de campo (Figura 3.59). Utilizando-se a relação mostrada na Figura 3.59 determinou-se a variação do ângulo de atrito do solo ao longo da profundidade (Tabela 3.10). Ainda pela Tabela 3.10 verifica-se que, ao contrário do que se pensava, a estimativa do ângulo de atrito não variou com a profundidade e manteve-se constante em 43°.

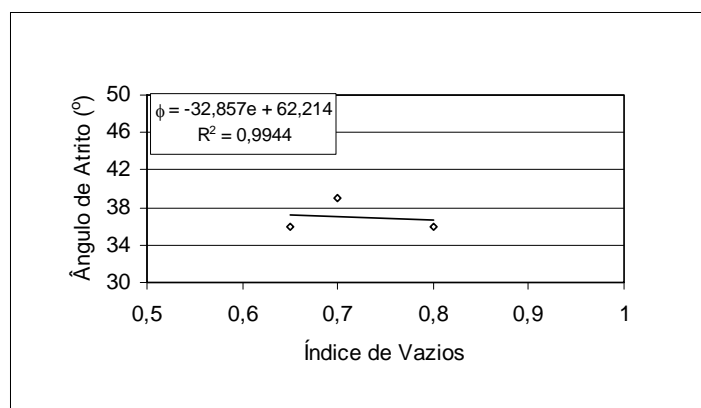


Figura 3.59 – Variação do ângulo de atrito (ϕ) com o índice de vazios (e).

Tabela 3.10 – Estimativa do ângulo de atrito (ϕ) ao longo da profundidade.

Prof (m)	e	ϕ (°)
1	0,59	43
2	0,59	43
3	0,59	43
4	0,59	43
5	0,59	43
6	0,59	43
7	0,59	43

• Ensaios Oedométricos

Para estimar o valor do módulo oedométrico do solo estudado, assim como o efeito da saturação no mesmo, realizou-se um ensaio oedométrico duplo. Este método, muito utilizado para a avaliação do colapso de solos não saturados, é realizado através de dois ensaios. Para isso, toma-se dois corpos de prova nas mesmas condições iniciais. Um deles é previamente inundado para, em seguida, ser submetido aos estágios de carregamento padronizados. O outro é ensaiado na condição natural, com umidade constante.

O primeiro ensaio foi realizado em um corpo de prova deformado, compactado estaticamente, de forma a atingir um índice de vazios igual a 0,65 e umidade de cerca de 3%. No segundo ensaio, um corpo de prova moldado com as mesmas características do primeiro ensaio foi submetido à tensão de 10 kPa e inundado por 24 horas. A partir daí, o ensaio seguiu normalmente.

Os dois ensaios foram executados tomando-se como referencial os procedimentos básicos do ensaio de adensamento preconizados pela Norma DNER IE 005/94. A sequência de pressões aplicadas ao corpo de prova foram 10, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa e as leituras efetuadas no defletômetro, em cada estágio de carga, foram realizadas a 0, 8", 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 8h, 24h e mais, quando fosse necessário. A mudança de um estágio de carga para outro só ocorria quando se tinha a estabilização das leituras. A Figura 3.60 mostra as curvas e versus σ_v do ensaio oedométrico duplo realizado.

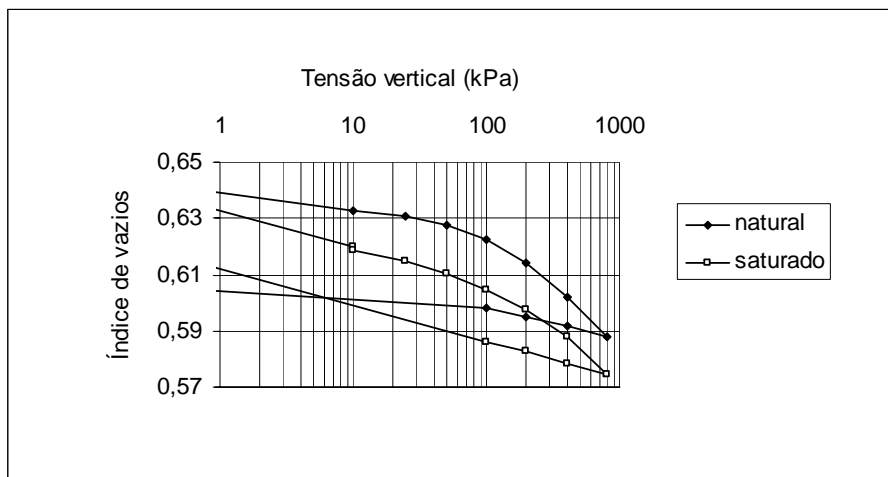


Figura 3.60 – Resultado do ensaio oedométrico duplo.

A compressibilidade do solo é pequena, ou seja, o solo estudado apresenta elevada rigidez. No ensaio oedométrico realizado na umidade natural obteve-se para o índice de compressão (C_c), representado pela inclinação da reta virgem, o valor de 0,043 e para o índice de recompressão (C_r) o valor de 0,011. O solo ensaiado na condição saturada apresentou discreta diminuição da compressibilidade, neste caso o C_c e o C_r apresentaram valores de 0,038 e 0,013, respectivamente.

A pequena coesão do solo no estado natural, estimada em 5 kPa, não foi capaz de elevar a tensão de pré-adensamento virtual do solo de 150 kPa, indicando a ausência de colapso.

O módulo oedométrico secante a partir da origem (D_{so}) para o solo na condição natural, na faixa de tensão de interesse de até 200 kPa, apresentou o valor de 10,4 MPa e foi obtido utilizando-se a seguinte expressão:

$$D_{so} = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{1+e_o}{\Delta e} \cdot \Delta\sigma_v \quad (3.6)$$

O módulo oedométrico secante (D_{sec}), para a faixa de 10 a 200 kPa, é de 16,6MPa.

A Tabela 3.11 resume as principais características, ou parâmetros, do solo estudado obtidos a partir da realização dos ensaios anteriormente descritos.

Tabela 3.11 – Resumo das características/parâmetros do solo estudado.

Característica/parâmetro	Valor	Forma de obtenção
Diâmetro médio (D_{50})	0,25 mm	Granulometria
Coefficiente de uniformidade (C_u)	1,80	Granulometria
Densidade real dos grãos (δ)	2,61	Picnômetro
Compacidade relativa (CR)	96 – 100%	Expressão
Índice de vazios máximo (e_{max})	0,85	MB 3324/90
Índice de vazios mínimo (e_{min})	0,59	MB 3338/91
Umidade (w)	1,5 – 3,1%	Speedy
Peso espec. natural (γ_{nat})	16,8 – 17,0 kN/m ³	Expressão e frasco de areia
Índice de vazios (e)	0,59 – 0,60	Expressão
Porosidade (n)	0,37	Expressão
Grau de saturação (S)	6,6 – 13,8	Expressão
Ângulo de atrito (ϕ)	36 – 42°	Cisalhamento direto
Coesão (c_1)	0 – 10 kPa	Cisalhamento direto
Módulo oedométrico secante a partir da origem (D_{so})	10,4 MPa	Oedométrico
Módulo oedométrico secante (D_{sec})	16,6 MPa	Oedométrico
Índice de compressão (C_c)	0,043	Oedométrico
Índice de recompressão (C_r)	0,011	Oedométrico

3.5.2.2 Ensaio de Campo

- **Ensaio à Percussão (SPT)**

O ensaio a percussão é, reconhecidamente, o método de investigação geotécnica mais utilizado no Brasil. A resistência à penetração é obtida a partir do ensaio que dá indicações da resistência do solo e permite a retirada de amostras para fins de caracterização do perfil do solo. Os valores da resistência à penetração obtida no ensaio são comumente utilizados em projetos de fundações.

Realizou-se no entorno das fundações do aerogerador de nº 7 um total de 4 sondagens à percussão, de acordo com a Norma NBR 6484/01 (ABNT, 2001), até uma profundidade de 10m utilizando um trado manual, que foram posicionados a 10,25m e a 11,25m do seu eixo e defasados de 90° (Figura 3.61).

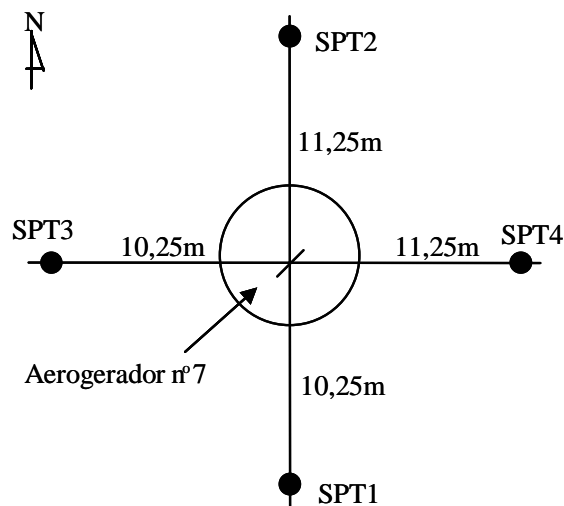


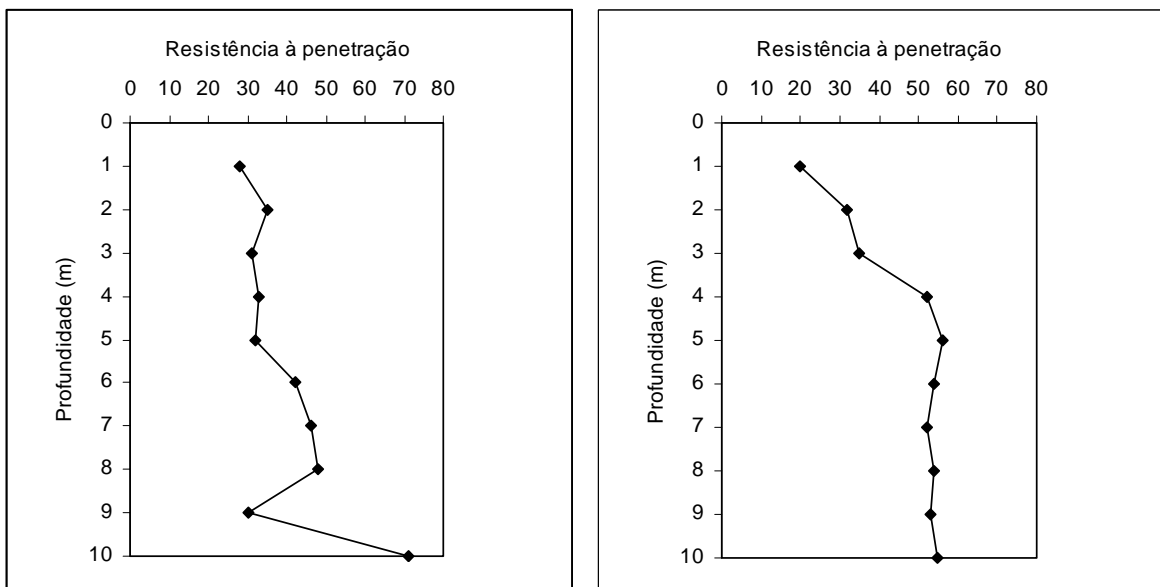
Figura 3.61 – Localização das sondagens à percussão.

O equipamento utilizado foi do tipo manual, com martelo cilíndrico maciço, sem uso de coxim de madeira e sem marca de referência na haste-guia, com hastes de 25,4mm de diâmetro interno, cabeça de bater com massa de 1,2 kg e amostrador padrão. Os furos foram feitos com trado manual. As sondagens SPT1, SPT2 e SPT3 atingiram a profundidade de 10m enquanto a sondagem SPT4 atingiu 8m.

A Figura 3.62 ilustra a execução das sondagens à percussão e as Figuras 3.63 e 3.64 mostram os perfis de resistência obtidos nas sondagens SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4.



Figura 3.62 – Execução das sondagens à percussão.



a) b)
Figura 3.63 – Perfis de resistência a) SPT1; b) SPT2.

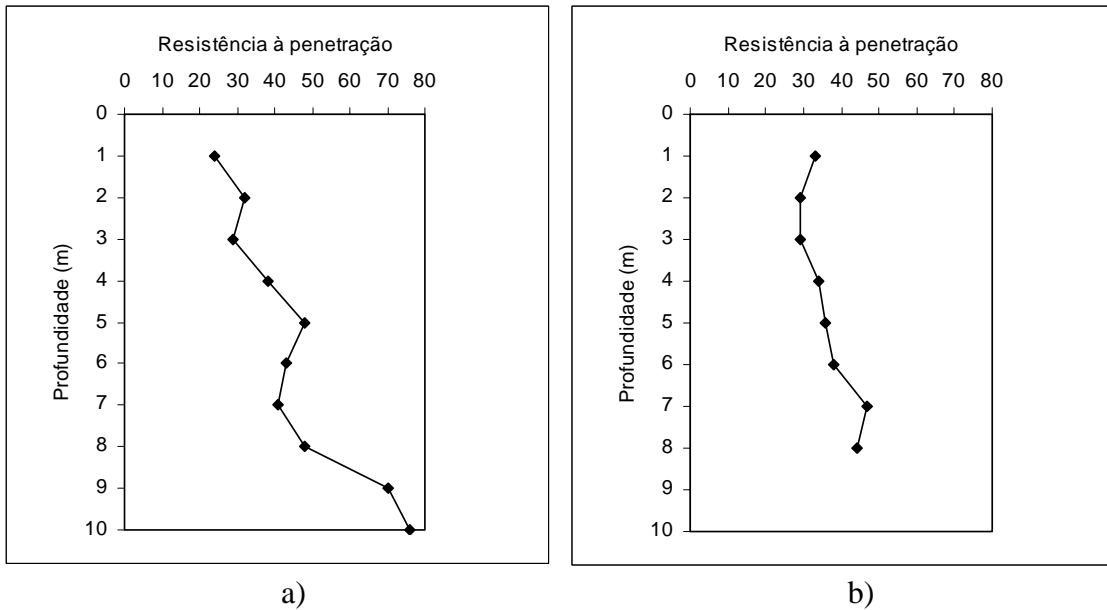
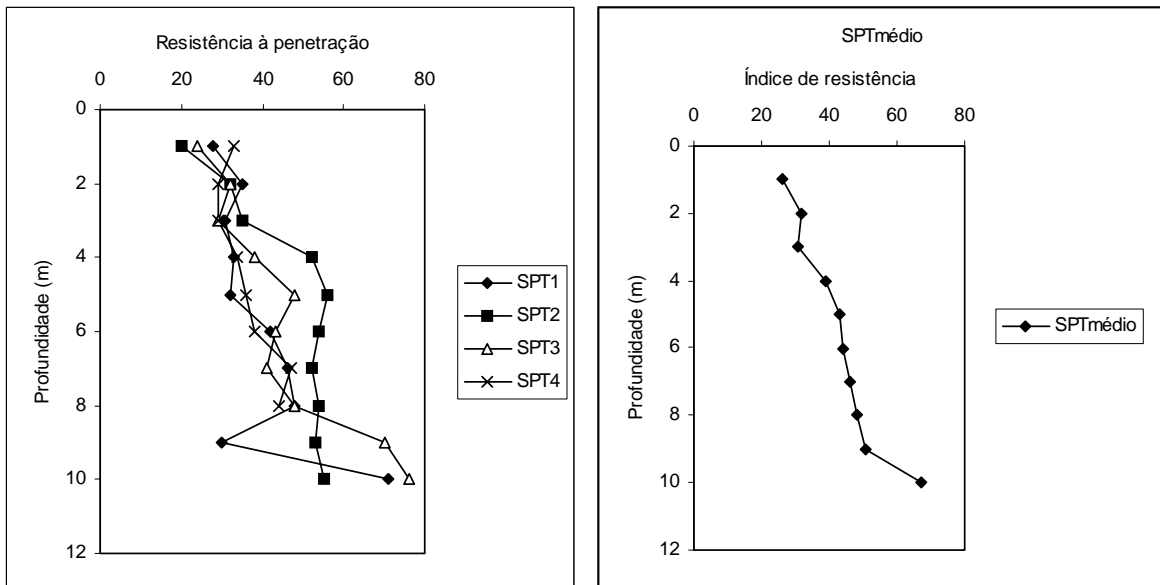


Figura 3.64 – Perfis de resistência a) SPT3; b) SPT4.

Através das Figuras 3.63 e 3.64 observa-se que, em função do índice de resistência à penetração das sondagens à percussão realizadas, o solo estudado é bastante uniforme, sendo constituído basicamente de areia fina de dunas de consistência compacta a muito compacta. Na Figura 3.65 mostra-se uma comparação entre os valores dos índices de resistência à penetração apresentados nas quatro sondagens realizadas bem como o perfil de resistência médio considerando as quatro sondagens realizadas.

Vale ainda destacar que apesar da homogeneidade do material sondado, pode-se verificar um aumento do índice de resistência com a profundidade que ocorreu devido ao aumento do estado de tensões do solo em profundidades maiores.

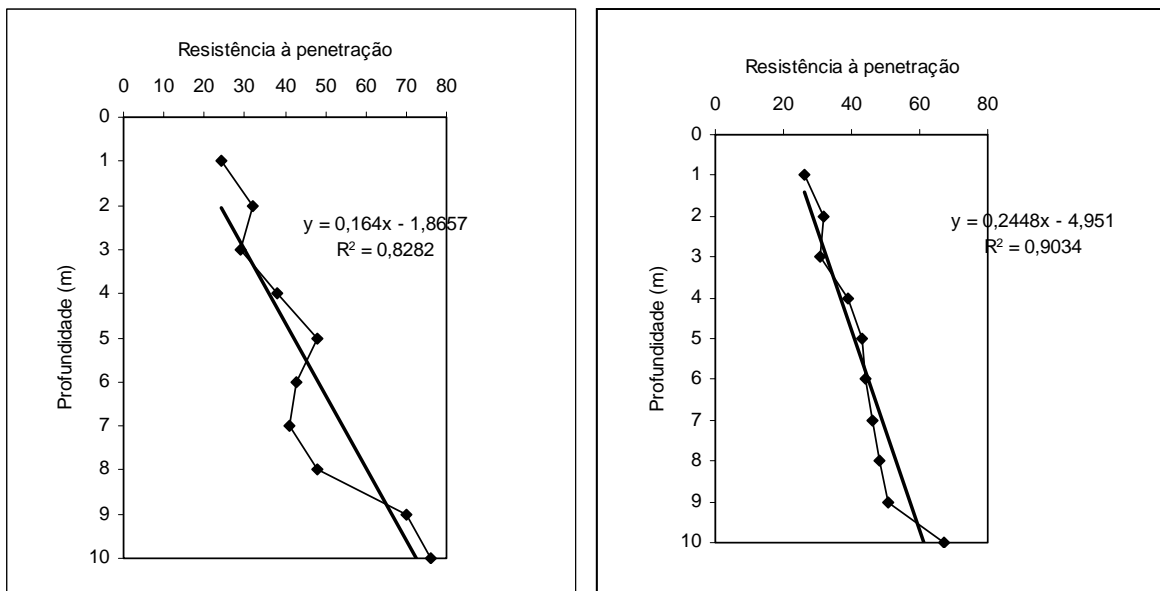
Na Figura 3.66a mostra-se a tendência de variação do índice de resistência à penetração da sondagem SPT3 com a profundidade expressa como uma função linear, cujo coeficiente de determinação apresentou valor mais próximo da unidade com relação às outras sondagens. Na Figura 3.66b é observada a melhor correlação do índice de resistência médio com a profundidade verificada através do aumento do coeficiente de correlação.



a)

b)

Figura 3.65 – a) Comparação entre os valores dos índices de resistência à penetração das sondagens SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4. b) Perfil de resistência médio considerando as sondagens SPT1, SPT2, SPT3 e SPT4.



a)

b)

Figura 3.66 – a) Variação do índice de resistência à penetração da sondagem SPT3 com a profundidade expressa como uma função linear. b) Melhor correlação do índice de resistência médio com a profundidade.

Medidas do Torque

A medição do torque na sondagem à percussão foi inicialmente sugerida por Ranzini (1988). Na sugestão, o operador ao término da cravação do amostrador aplicaria uma torção à haste final da composição da sondagem, medindo, por meio de um torquímetro, o momento de torção máximo necessário à rotação do amostrador. No mesmo trabalho, o autor sugeriu ainda que o ensaio passaria a ser designado de SPTF (Standart Penetration Test, with Friction Measurement), para manter a terminologia internacional.

O ensaio tem sido rotineiro em diversas regiões do país e, mais destacadamente, no Estado de São Paulo, cabendo a Decourt e Quaresma Filho (1991, 1994) o estabelecimento das regras básicas para sua interpretação. A partir daí uma série de publicações foram escritas sobre o assunto (Alonso, 1994; Quaresma et al., 1998). Atualmente, o ensaio é conhecido como SPT-T.

Nas sondagens SPT3 e SPT4 realizaram-se medições de torque utilizando-se um Torquímetro GEDORE, com capacidade de 480 Nm e resolução de 2 Nm. A Figura 3.66 mostra o detalhe da conexão do torquímetro com a haste da composição do equipamento de sondagem à percussão.

A Tabela 3.12 mostra os resultados das medidas de torque e do índice de torque (T/N), que corresponde à relação entre o valor do torque (T_{spt}) medido e o valor do índice de resistência à penetração (N_{spt}), obtidos nas sondagem SPT3 e SPT4.

A Figura 3.68 ilustra a execução do ensaio de torque.



Figura 3.67 - Detalhe da conexão do torquímetro com a haste da composição do equipamento de sondagem à percussão.

Tabela 3.12 – Medidas de torque (T_{spt}) e do índice de torque (T/N) da sondagem SPT3 e SPT4.

Prof (m)	SPT3			SPT4		
	N	T (kgf.m)	T/N (kgf.m)	N	T (kgf.m)	T/N (kgf.m)
1,45	24	30	1,25	33	38	1,15
2,45	32	32	1,00	29	28	0,97
3,45	29	22	0,76	29	28	0,97
4,45	38	32	0,84	34	36	1,06
5,45	48	38	0,79	36	38	1,06
6,45	43	40	0,93	38	46	1,21
7,45	41	40	0,98	47	-	-
8,45	48	46	0,96	44	-	-
9,45	70	44	0,63	-	-	-
10,45	76	-	-	-	-	-



Figura 3.68 - Execução do ensaio de torque.

Pela sondagem SPT3 o valor de T/N médio do solo estudado apresenta um valor de 0,90 e pela sondagem SPT4 o valor é de 1,07. Segundo Quaresma et al (1998), apesar da necessidade de novos ensaios comprobatórios, a partir de dados dos solos de São Paulo pode-se insinuar que os valores de T/N para areias normalmente adensadas se situariam entre 0,5 e 1,0 e para areias sobreadensadas ou compactadas esse valor variaria entre 1,0 e 1,2 kgf.m. Dessa forma, por essa classificação o perfil de solo estudado estaria no limite entre uma areia normalmente adensada e uma sobreadensada.

No caso da areia de dunas estudada neste trabalho os valores de T/N tenderam e diminuir com a profundidade na sondagem SPT3 e apenas na sondagem SPT4 esses valores tenderam a permanecer constantes, como pode ser observado na Figura 3.69.

Medições de Energia

O Standard Penetration Test (SPT) ou simplesmente a sondagem à percussão, é reconhecidamente o método de investigação geotécnica do subsolo mais utilizado no Brasil. Os valores do índice de resistência à penetração (N_{spt}) do ensaio é comumente empregado em projetos de fundações de obras civis. No entanto, o valor do N_{spt} é influenciado pela energia proveniente do impacto do martelo, que é transmitida ao amostrador através das hastes. Entre países, ou entre regiões de um mesmo país, ou mesmo numa mesma região, há uma diversidade muito grande de equipamentos, de forma que parece natural ocorrer variabilidades na energia transferida por cada equipamento numa mesma profundidade de um mesmo tipo de solo.

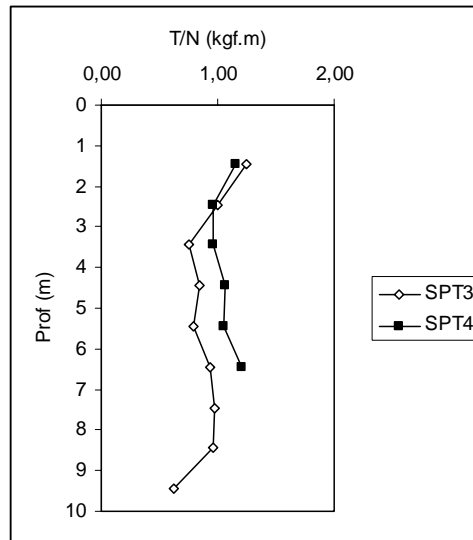


Figura 3.69 – Índice de torque (T/N) ao longo da profundidade das sondagens SPT3 e SPT4.

Neste trabalho, as medições de energia foram realizadas utilizando-se um equipamento denominado SPT ANALYZER. Esse equipamento é compacto e de fácil transporte, constituído de uma haste instrumentada com medidores de deformação (strain-gauges) e de aceleração (os acelerômetros), conforme mostrado na Figura 3.70, conectados a um sistema automático de aquisição de dados (Figura 3.71).

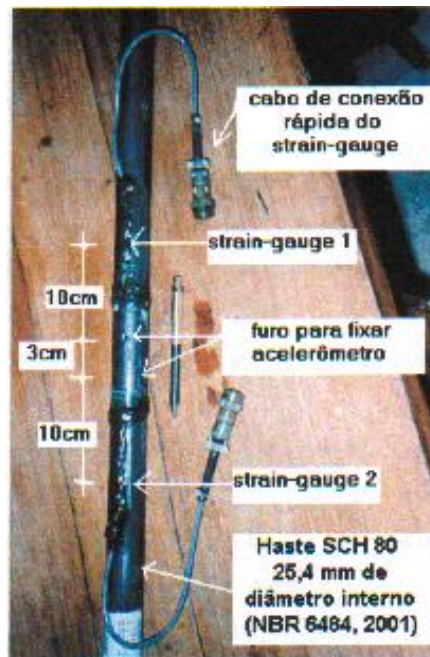


Figura 3.70 – Haste instrumentada do SPT ANALYZER (Cavalcante, 2002).

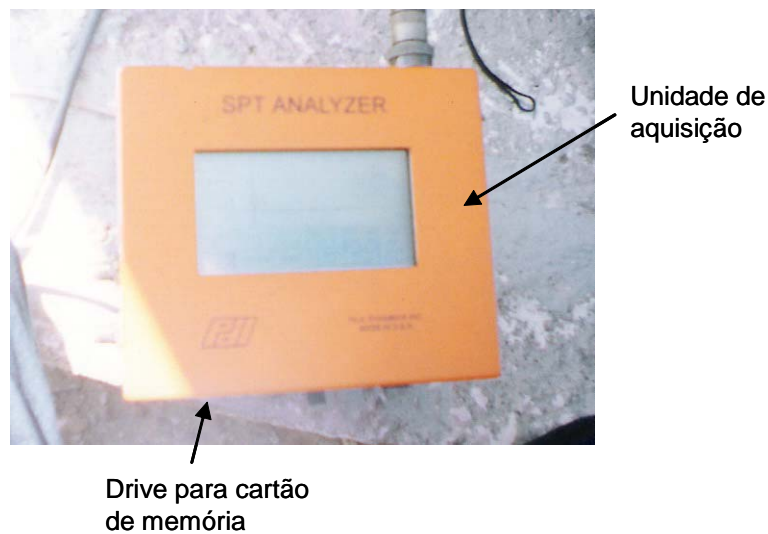


Figura 3.71 – Sistema de aquisição de dados do SPT ANALYZER.

O sistema de aquisição de dados possui um pequeno monitor, contém uma bateria interna e um carregador bi-volt (100-250). Na seção instrumentada (segmento de haste com 1m de comprimento) existem dois furos entre os dois strain-gauges, nos quais podem ser aparafusados dois acelerômetros. Dos sinais de deformação, obtém-se a força, enquanto dos sinais de aceleração, obtém-se a velocidade.

Os cabos de conexão interligam a seção instrumentada à unidade de aquisição de dados, e esta à bateria. Os medidores de deformação são elétricos, formados em ponte de Wheatstone completa, sensíveis a $0,01 \mu\epsilon$ e $0,20 \text{ V}$, podendo adquirir sinais de até $8000 \mu\epsilon$. Os medidores de deformação (strain-gauges) são devidamente presos às hastes próximos à cabeça de bater, aproximadamente 50 cm abaixo da superfície de impacto. Essa instrumentação pode operar numa faixa de temperatura de $-50 \text{ }^\circ\text{C}$ a $120 \text{ }^\circ\text{C}$ e são resistentes ao choque de até 5000g. A partir dos registros de deformação em função do tempo, e dos dados da calibração, o SPT ANALYZER fornece o registro de força ou de tensão em função do tempo nas duas posições dos sensores. A cada golpe, a tela do analisador apresenta em tempo real a energia transmitida às hastes segundo os métodos EF2 e EFV.

Os acelerômetros são piezoelétricos. A sensibilidade de voltagem de cada sensor é de $1,0 \text{ mV/g}$, com resolução de $0,02 \text{ g}$, podendo registrar aceleração de até 5000g. Os

dois acelerômetros são aparafusados na seção instrumentada, colocados em posições diametralmente opostas, entre os dois “strain-gauges”. A unidade de aquisição transforma automaticamente o registro de aceleração em função do tempo em sinal de velocidade. Cada acelerômetro é protegido por um bloco (cubo) de alumínio de 25mm de lado.

O sistema captura os dados a uma frequência de até 20000 amostras por segundo e através de um conversor analógico-digital os sinais são incorporados ao equipamento, sendo que cada registro é composto de quatro sinais separados, dois de força e dois de velocidade.

Os registros são armazenados automaticamente em um cartão de memória com capacidade de 40 MB, e, em tempo real, o operador tem a opção de selecionar os registros que deverão estar ativos.

Após a captura dos dados de uma seqüência de golpes, o operador poderá salvá-lo no formato *.w01 para serem posteriormente tratados no programa PDA-W. Esse programa é utilizado para a realização das análises do SPT ANALYZER, permitindo ao usuário realizar operações como editar os dados de entrada, alterar constantes de calibração dos sensores, ativar e desativar registros, etc.

O SPT ANALYZER foi adquirido pela UFRJ junto à PDI (Pile Dynamics Incorporation), com recursos da Fundação José Bonifácio. No Brasil, o equipamento foi utilizado pela primeira vez por Cavalcante (2002).

Os ensaios realizados resultaram de uma parceria entre as áreas de Geotecnia da UFCG (Universidade Federal de Campina Grande), COPPE/UFRJ (Coordenação de Pós-Graduação dos Programas de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro) e a UNIFOR (Universidade de Fortaleza) contando ainda com a participação do Prof. Erinaldo Hilário Cavalcante (UFS).

Os acelerômetros e os “strain-gauges” foram previamente calibrados por técnicos da PDI. A Tabela 3.13 mostra as constantes de calibração de cada sensor utilizado e na Tabela 3.14 apresenta-se as características das hastes empregadas.

As medições de energia foram feitas simultaneamente à realização das sondagens SPT2, SPT3 e SPT4, situadas no entorno das fundações do aerogerador n° 7.

Tabela 3.13 - Constantes de calibração de cada sensor utilizado.

Acelerômetro		Strain-gauge		
n° de série	K ¹ (G/V)	Haste	Ponte	me/V
52202	1048	65BR	1	221,04
52204	1053		2	223,38
52205	1054	66BR	1	218,15
52207	1048		2	216,81

Tabela 3.14 - Características das hastes empregadas.

Haste	Comprimento (m)	Área (cm ²)	Módulo de elasticidade (MPa)
65BR	1,0	4,2	207000
66BR	1,0	4,4	207000

Os dados adquiridos através do SPT ANALYZER foram analisados com o auxílio do programa PDA-Win (Pile Driving Analyzer) na versão Windows. A Figura 3.72 mostra a tela capturada no PDA-Win referente ao golpe de número 16 da sondagem, de uma seqüência de 55 na profundidade de 10m, da sondagem SPT2, cujos sinais de força (linha azul e vermelha) estão sobrepostos, indicando a excelente qualidade desses sensores. Vale destacar que o comprimento total da composição de hastes no momento das medidas foi de 10,7m.

Cabe destacar que devido a problemas ocorridos com os acelerômetros, foram considerados apenas os registros de força adquiridos durante os ensaios.

Utilizando o método EF2, método cuja integral do registro de força ao quadrado atingirá o tempo para o qual a força (F) zera pela primeira vez, observa-se, na própria

tela capturada e mostrada na Figura 3.72, que o programa indica diretamente o valor da energia transferida às hastes do equipamento de sondagem, que no caso apresenta um comprimento total de 10,7m. Dessa forma, a energia medida (E_{medida}) atingiu o valor de 306J.

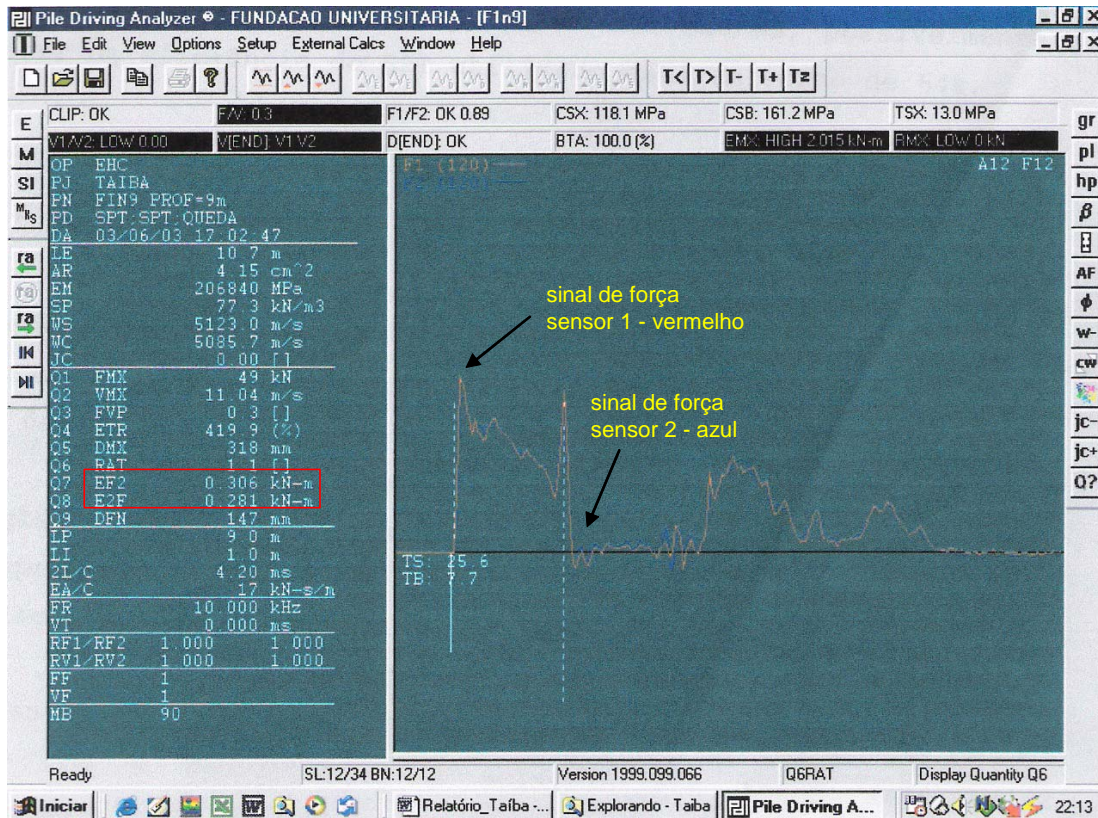


Figura 3.72 - Tela capturada no PDA-Win referente golpe de número 16, de uma seqüência de 55 golpes, da sondagem SPT2.

Para esse caso, a energia teórica (E_t) coincide com a energia potencial do martelo, sendo que:

$$E_t = m.g.h = 65\text{kg} \cdot 9,81\text{m/s}^2 \cdot 0,75\text{m} = 478,2\text{ J} \quad (3.7)$$

Dessa forma, utilizando a Equação 2.31 estima-se que a eficiência do sistema utilizado seja da ordem de 64%. Este valor foi estimado a partir da integral do registro de força ao quadrado. Este procedimento foi adotado em virtude dos registros de velocidade não terem se mostrados adequados, por problemas nos acelerômetros durante os ensaios. Segundo Cavalcante (2002), para hastes longas, ou seja, com

comprimentos superiores a 10m, o valor da energia obtido pelo método EF2 se aproxima do valor obtido segundo o método EFV.

A eficiência estimada de 64% situa-se abaixo dos valores indicados pela literatura (Cavalcante, 2002; Decourt et al, 1989; Schnaid, 2000). Isso pode ter ocorrido pela associação de uma série de fatores, dentre eles estão a utilização de cordas velhas, atitude dos operadores, além da utilização de métodos diferentes na estimativa da energia por cada autor.

A correção dos índices de penetração adotando como base de referência a energia correspondente a 60% da energia teórica é feito a partir da seguinte equação:

$$N_{60} \cdot E_{60} = N_{medido} \cdot E_{medido} \quad (3.8)$$

Assim tem-se que:

$$N_{60} = \frac{N_{medido} \cdot E_{medida}}{0,60} \quad (3.9)$$

Como a eficiência estimada foi de 64%, corrige-se os índices de penetração de cada sondagem simplesmente multiplicando-se esses valores por 1,07. Isso quer dizer que, para o menor valor medido, 20 golpes, a correção implica em aumentar esse valor em apenas 1 golpe e para o maior valor medido, 76 golpes, tem-se um acréscimo de 5 golpes. A Figura 3.73 mostra o reflexo da correção da energia em forma gráfica para a sondagem SPT3 e para o perfil de resistência médio.

Estimativa de Parâmetros Geotécnicos a partir das Sondagens à Percussão (SPT)

As estimativas da densidade relativa (D_R) do solo estudado foram feitas a partir da metodologia proposta por Mitchell et al (1978) e já foram apresentadas no item 3.5.2.1 para a caracterização do material. Os valores são bastante elevados ao longo de toda a profundidade, e valem cerca de 100%.

As estimativas do ângulo de atrito (ϕ) em função do índice de resistência da sondagem à percussão (SPT) foram realizadas a partir das propostas de Peck et al (1953) e de Mitchell et al (1978) e são apresentadas na Tabela 3.15.

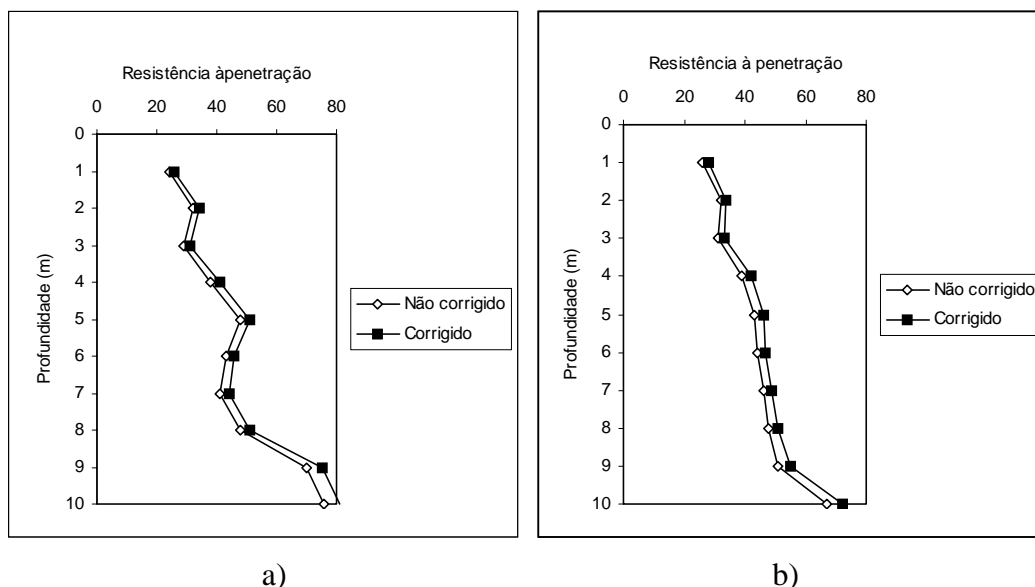


Figura 3.73 – Reflexo da correção da energia para a) Sondagem SPT3 b) Perfil de resistência médio.

Tabela 3.15 – Estimativas do ângulo de atrito (ϕ) em função do índice de resistência da sondagem à percussão (SPT).

Prof (m)	SPT _{cor}	Ângulo de atrito - ϕ ($^{\circ}$)	
		Peck et al (1953)	Mitchell et al (1978)
1	28	36	50
2	34	37	50
3	33	37	49
4	42	39	49
5	46	40	49
6	47	40	49
7	49	41	48
8	51	41	47

Pela proposta de Peck et al (1953) o ângulo de atrito variou de 36° a 41° e pela proposta de Mitchell et al. (1978) os valores variaram de 50° a 47° .

- **Ensaio Pressiométrico**

O pressiômetro é, basicamente, um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo.

Equipamento Utilizado

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios é um pressiômetro do tipo Ménard, modelo GC, marca APAGEO e de propriedade da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), que foi gentilmente cedido para a realização desta tese.

O equipamento é composto de uma fonte de pressão, uma unidade de pressão e volume (CPV) e uma sonda cilíndrica, com 45 cm de comprimento e 5,9 cm de diâmetro. A conexão entre a sonda e a unidade de controle é feita por uma tubulação coaxial flexível de 11 mm de diâmetro externo e 25 m de comprimento. A Figura 3.74 mostra os componentes do pressiômetro do tipo Ménard utilizado nos ensaios.



Figura 3.74 – Componentes do pressiômetro do tipo Ménard utilizado nos ensaios.

A fonte de pressão tem capacidade de aplicar pressões de até 200 kgf/cm^2 e utiliza gás de Nitrogênio. A unidade de controle é composta por um conjunto de manômetros e um volumímetro que monitora a pressão atuante e a variação de volume na sonda. A sonda utilizada é do tipo BX, com revestimento de borracha, formada por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes com duas membranas de borracha superpostas. O tubo oco apresenta orifícios em suas laterais para a passagem da água pressurizada para a célula central de medida, e ar para as células guarda. Na extremidade inferior da sonda tem-se um dispositivo de descarga que permite, quando necessário, a drenagem da água (Figura 3.75)



Figura 3.75 – Detalhe do dispositivo de descarga da sonda.

A pressão limite da membrana, obtida num ensaio de expansão para um volume de até 600 cm^2 , é de cerca de 50 kPa (Figura 3.76).

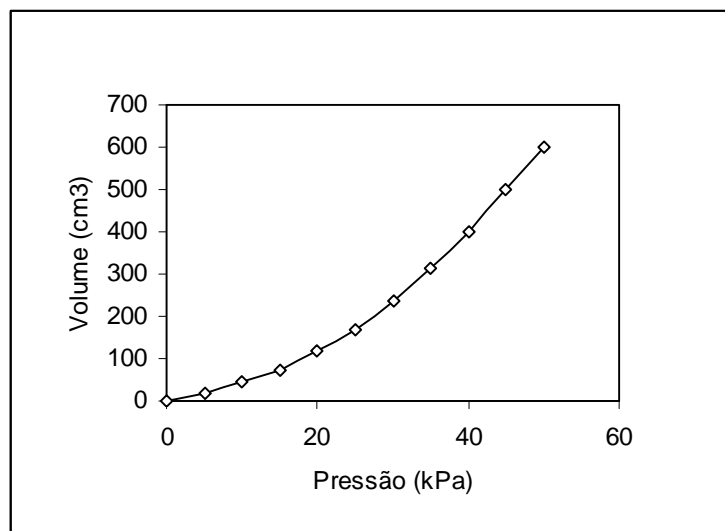


Figura 3.76 – Curva para a verificação da resistência da membrana que forma a célula central.

Preliminarmente à realização dos ensaios efetuou-se o seguinte conjunto de operações:

- Montagem do equipamento e abastecimento do volumímetro com água;
- Saturação da tubulação e da sonda;
- Verificação de possíveis vazamentos no sistema;
- Procedimentos de calibração;
- Estabelecimento do volume zero da sonda.

Calibrações

Para a construção de uma curva pressão versus volume que expresse o real comportamento do solo ensaiado, é necessário a execução de correções de pressão e volume nos resultados medidos diretamente na unidade de controle.

A calibração da perda de volume deve ser realizada pressurizando-se a sonda no interior de um tubo rígido de aço de paredes espessas, em dez estágios de pressões iguais a 250 kPa mantidos a cada 60s com o deslocamento monitorado para a construção da curva de expansão como mostra a Figura 3.77a.

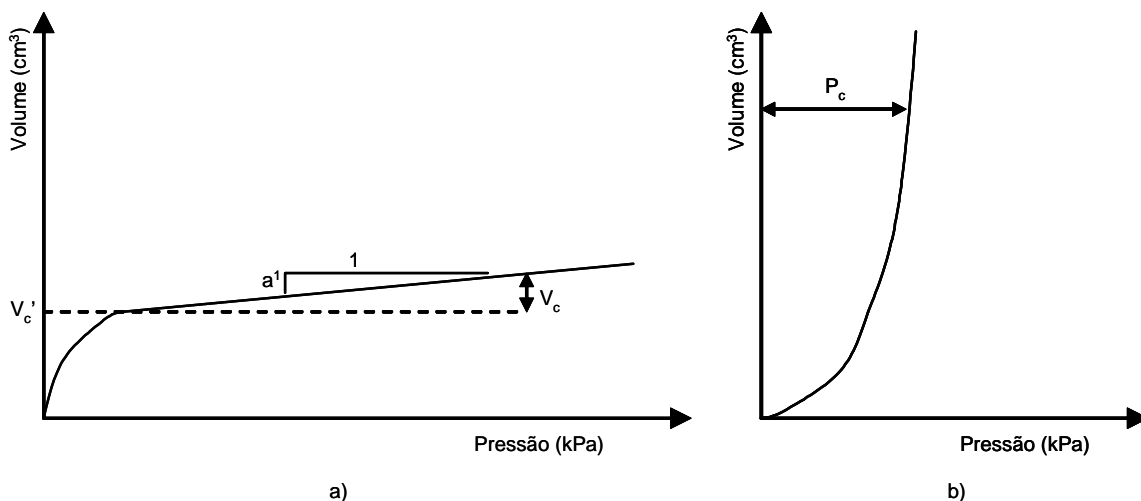


Figura 3.77 – Curvas de calibração a) curva da perda de volume, ou de expansão b) curva da perda de pressão.

A inclinação da curva da perda de volume define o coeficiente de compressibilidade do equipamento, a^1 , compreendido de 0,002 e 0,004 cm³/kPa (Figura 3.77 a). Segundo Lopes (2004), esta correção poderá ser desprezada quando o ensaio for realizado em solos com baixa pressão limite e elevada deformabilidade, como por exemplo em argilas moles. Segundo Cavalcante (1997), a calibração da perda de volume é desnecessária quando efetuam-se ensaios a pressões inferiores a 5 MPa usando o pressiômetro de Ménard.

A calibração da perda de pressão tem o objetivo de corrigir as pressões em função da resistência da própria sonda. A curva de calibração da perda de pressão é obtida pressurizando-se a sonda ao ar na posição vertical, coincidindo a cota do centro da célula de medição com o manômetro de pressão, sob dez estágios de pressão mantidos durante um minuto. As leituras de pressão e volume são plotadas em um gráfico que será utilizado para a correção do ensaio bruto (Figura 3.77 b).

O volume V_c , obtido da curva da perda de volume, e a pressão P_c , obtida pela curva da perda de pressão são utilizados para deduzir os valores lidos na unidade de controle.

A calibração da perda de volume foi feita, em laboratório, após a expansão repetida da sonda. Posteriormente, a sonda foi introduzida num tubo de aço e ensaiada a partir de 14 estágios de pressão que variaram de 12,5 kPa a 250 kPa visando uma melhor definição da curva de calibração. A curva de calibração da perda de volume do equipamento utilizado está representada na Figura 3.78.

Na seqüência efetuou-se, no campo, a calibração com o objetivo de corrigir as pressões em função da resistência da própria sonda. A curva de calibração da perda de pressão foi obtida, antes de cada seqüência de ensaios, em cada um dos furos realizados, pressurizando-se a sonda ao ar na posição vertical, e coincidindo a cota do centro da célula de medição com o manômetro de pressão, sob dez estágios de 12,5 kPa de pressão mantidos durante um minuto. As leituras de pressão e volume da calibração da perda de pressão são plotadas nos gráficos das Figuras 3.79 e 3.80.

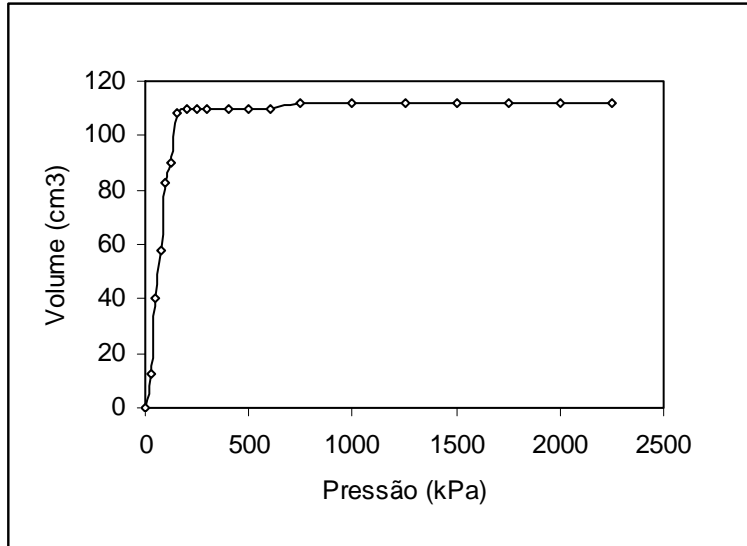


Figura 3.78 – Curva de calibração da perda de volume do pressiômetro de Ménard utilizado.

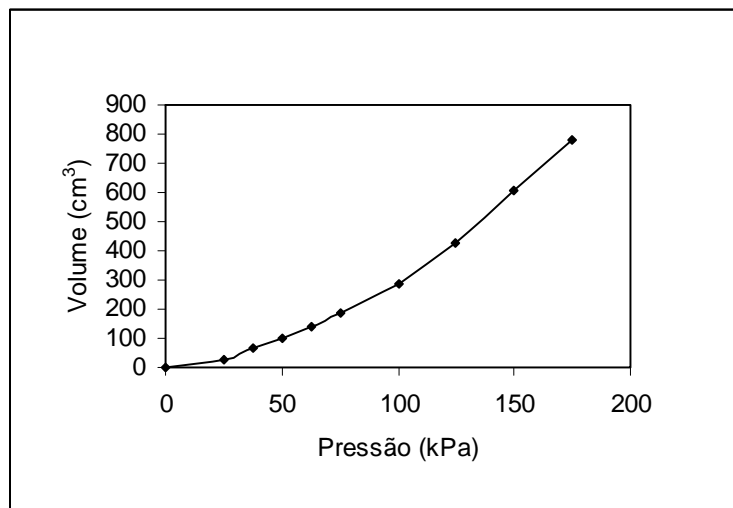


Figura 3.79 – Calibração da perda de pressão da sonda do pressiômetro de Ménard utilizado no furo nº 1 (PMT 1) até o sexto metro.

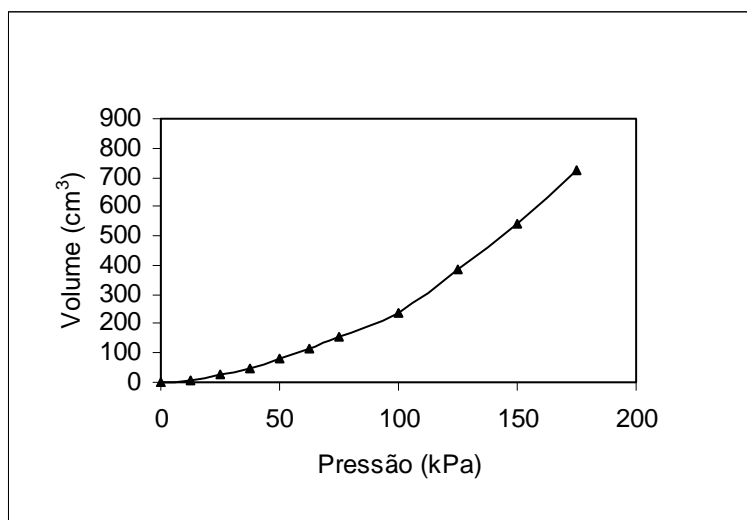


Figura 3.80 – Calibração da perda de pressão da sonda do pressiómetro de Ménard utilizado no furo nº 2 (PMT 2) e o sétimo metro do furo nº 1 (PMT 1).

Com o objetivo de facilitar o processo de correção das pressões brutas realizou-se ajustes polinomiais de segundo grau a partir dos dados das calibrações da perda de pressão. As Figuras 3.81 e 3.82 mostram os ajustes das curvas de calibração da perda de pressão.

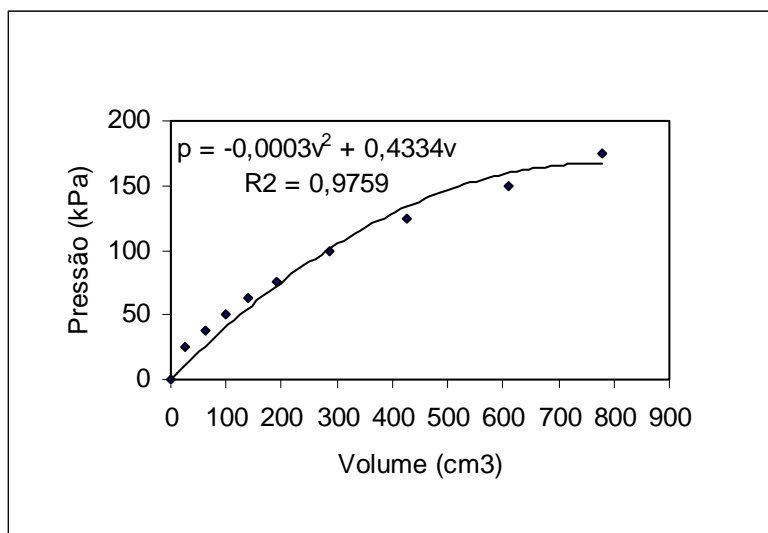


Figura 3.81 – Ajuste da curva de calibração da perda de pressão utilizado no furo nº 1 (PMT 1) até o sexto metro.

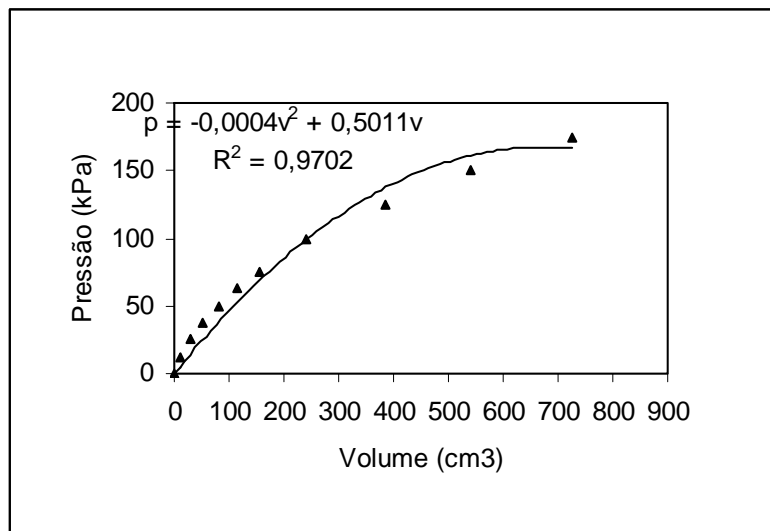


Figura 3.82 – Ajuste da curva de calibração da perda de pressão utilizado no furo nº 2 (PMT 2) e no sétimo metro do furo nº 1 (PMT 1).

Através da Figura 3.78 observa-se que a sonda pressiométrica toca as paredes do tubo de calibração quando a sonda atinge um volume de cerca de 110 cm³. A compressibilidade estimada do sistema que compõe o pressiómetro, que é dada pela inclinação do trecho linear da curva da Figura 3.78, é de cerca de 0,00098 cm³/kPa.

As pressões referentes à coluna d'água existente entre a cota da sonda pressiométrica e a tubulação também devem ser consideradas. A Tabela 3.16 mostra os valores estimados da pressão devido o efeito da coluna d'água ao longo da profundidade em que cada ensaio foi realizado. Vale observar que o manômetro utilizado nos ensaios estava situado na cota 0,82m acima da cota da boca de cada furo executado.

Tabela 3.16 – Pressão devida à coluna d'água.

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7
Pressão (kPa)	18,2	28,2	38,2	48,2	58,2	68,2	78,2

A calibração da perda de volume também é usada para determinar o volume da célula central de medida da sonda (V_s), dessa forma tem-se que:

$$V_s = 0,25 \cdot \pi \cdot L \cdot d_i^2 - V_c \quad (3.10)$$

onde L é o comprimento da seção de medida da sonda, célula central, d_i é o diâmetro interno do tubo de calibração e V_c é o volume que a sonda pressiométrica toca as paredes do tubo de calibração.

No presente caso, o comprimento da célula central (L) é igual a 21 cm, o diâmetro da sonda (d_i) é 5,9 cm e o volume que a sonda pressiométrica toca as paredes do tubo de calibração (V_c) é 110 cm^3 . Substituindo-se esses valores na equação 3.10 obtém-se para o volume da sonda (V_s) o valor de $463,84 \text{ cm}^3$.

Execução dos Ensaios Pressiométricos

Foram realizados um total de 14 ensaios pressiométricos em dois furos executados até a profundidade máxima de 7m no entorno das fundações do aerogerador de nº 7, utilizando um trado manual do tipo cavadeira com diâmetro entre 60 e 70 mm e posicionados a 2m das sondagens à percussão SPT2 e SPT3. A Figura 3.83 mostra a localização dos furos onde foram realizados os ensaios pressiométricos PMT1 e PMT2.

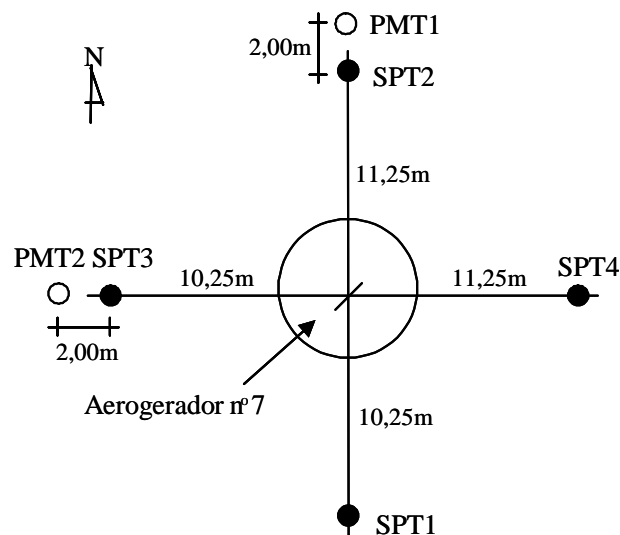


Figura 3.83 – Localização dos furos onde foram executados os ensaios pressiométricos PMT1 e PMT2.

A tradagem proporcionou furos estáveis e com excelentes ajustes entre o diâmetro do furo e o diâmetro da sonda.

Após a perfuração de cada furo, posicionou-se a sonda na cota de ensaio, injetou-se água sob pressão na sonda e, simultaneamente, fez-se as leituras das variações de volume a cada 15, 30 e 60s. O número de estágios de pressão para cada ensaio variou de 5 a 28 kPa, incluindo os estágios de descarregamentos.

Os ensaios duraram, em média 40 min incluindo a perfuração, e os ensaios realizados com ciclos de carregamento/recarregamento duraram cerca de 60 min.

As pressões aplicadas foram medidas por manômetros existentes na unidade de controle, com sensibilidade de 12,5 kPa, e a variação de volume foi determinada pela variação do nível da água contida no volumímetro, com sensibilidade de 5 cm³. Antes de cada furo, procedeu-se a saturação do sistema e as calibrações referentes a perda de pressão devido a rigidez da membrana e das tubulações.

A pressão máxima (p_i), que seria atingida em cada ensaio, foi estimada a partir dos resultados das sondagens à percussão SPT2 e SPT3, sem correção de energia, e utilizando a proposta de Briaud (1992). A Tabela 3.17 mostra as estimativas da pressão máxima atingida em cada ensaio dos furos PMT1 e PMT2.

Durante a execução do ensaio pressiométrico referente ao sexto metro de profundidade do primeiro furo (PMT1) a membrana que revestia a sonda rompeu e foi necessária a sua substituição, motivo pelo qual, após a troca da membrana, realizou-se nova calibração da perda de pressão. Vale observar que o processo de substituição é extremamente trabalhoso e, devido à falta de algumas ferramentas no campo que permitissem o perfeito ajustamento da membrana, improvisou-se o ajuste por meio de tiras de borracha.

Tabela 3.17 – Estimativa da pressão máxima (p_i) em cada ensaio dos furos PMT1 e PMT2.

PMT1				PMT2			
Prof(m)	Nspt	Solo (kPa)	p_i (kPa)	Prof(m)	Nspt	Solo (kPa)	p_i (kPa)
1	20	areia pouco compacta	1000	1	24	areia pouco compacta	1200
2	32	Areia compacta	1600	2	32	areia compacta	1600
3	35	Areia compacta	1750	3	29	areia pouco compacta	1450
4	52	areia muito compacta	2600	4	38	areia compacta	1900
5	56	areia muito compacta	2800	5	48	areia compacta	2400
6	54	areia muito compacta	2700	6	43	areia compacta	2150
7	52	areia muito compacta	2600	7	41	areia compacta	2050

Vale ressaltar que todos os ensaios pressiométricos realizados seguiram os procedimentos recomendados pela Norma D4719 (ASTM, 1987).

Curvas Pressiométricas

Nesta etapa do trabalho, construíram-se quatorze curvas pressão versus volume a partir dos dados brutos obtidos durante a execução dos ensaios. As Figuras 3.84 e 3.85 mostram as curvas pressão versus volume expandido traçadas a partir dos dados brutos do ensaio no solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1 e a 4,0m de profundidade no furo PMT2, respectivamente. Todas as demais curvas “brutas” encontram-se no Apêndice A.

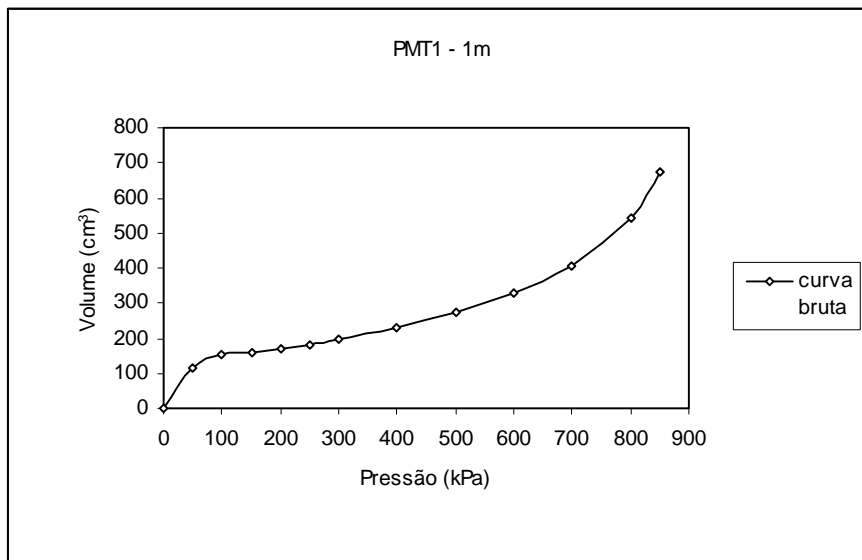


Figura 3.84 - Curva bruta pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

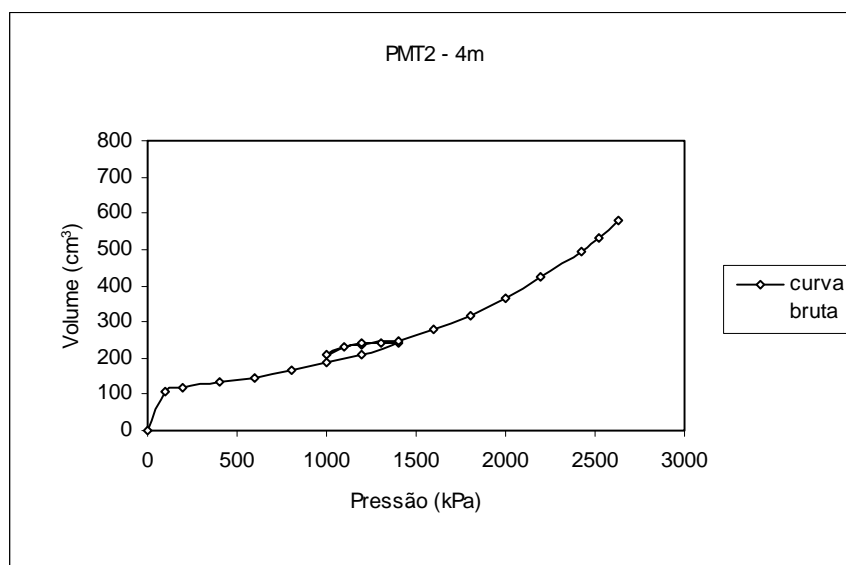


Figura 3.85 - Curva bruta pressão versus volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT2.

Na seqüência, procedeu-se às devidas correções de pressão, volume e devido à pressão hidrostática. A pressão corrigida foi obtida descontando-se das pressões brutas a pressão devida à resistência da membrana da sonda, determinada a partir dos ajustes das

Figuras 3.71 e 3.72, e acrescentando-se a pressão hidrostática devida à coluna d'água existente entre a cota da sonda pressiométrica e nível do volumímetro, determinada multiplicando-se o peso específico da água, γ_a , pela diferença da altura, h (Tabela 3.16). Já o volume foi corrigido descontando-se o volume devido à compressibilidade do sistema que compõe o pressiômetro que, conforme cálculo da inclinação do trecho linear da curva da Figura 3.78, foi estimada em 0,00098 cm³/kPa.

A Tabela 3.18 mostra o procedimento adotado nas correções dos dados brutos dos ensaios pressiométricos.

Dessa forma, depois de realizadas as devidas correções de pressão, volume e pressão hidrostática traçaram-se as curvas corrigidas pressão versus volume. As Figuras 3.86 e 3.87 mostram a curva corrigida pressão versus volume realizada no furo PMT1, na profundidade de 1m, e a curva do furo PMT2, a 2m de profundidade. Todas as demais curvas “corrigidas” encontram-se no Apêndice B.

Tabela 3.18 - Procedimento adotado nas correções dos dados brutos do ensaio pressiométricos realizado a 1m de profundidade do furo PMT1.

Dados brutos		Correções			Dados corrigidos	
Pressão (kPa)	Volume (cm ³)	Pressão (kPa)	Volume (cm ³)	P. Hid. (kPa)	Pressão (kPa)	Volume (cm ³)
0,00	0,00	0,00	0,00	18,20	18,20	0,00
50,00	114,00	45,51	0,05	18,20	22,69	113,95
100,00	151,00	58,60	0,10	18,20	59,60	150,90
150,00	160,00	61,66	0,15	18,20	106,54	159,85
200,00	170,00	65,01	0,20	18,20	153,19	169,80
250,00	180,00	68,29	0,25	18,20	199,91	179,76
300,00	196,00	73,42	0,29	18,20	244,78	195,71
400,00	232,00	84,40	0,39	18,20	333,80	231,61
500,00	276,00	96,77	0,49	18,20	421,43	275,51
600,00	331,00	110,59	0,59	18,20	507,61	330,41
700,00	405,00	126,32	0,69	18,20	591,88	404,31
800,00	545,00	147,10	0,78	18,20	671,10	544,22
850,00	675,00	155,86	0,83	18,20	712,34	674,17

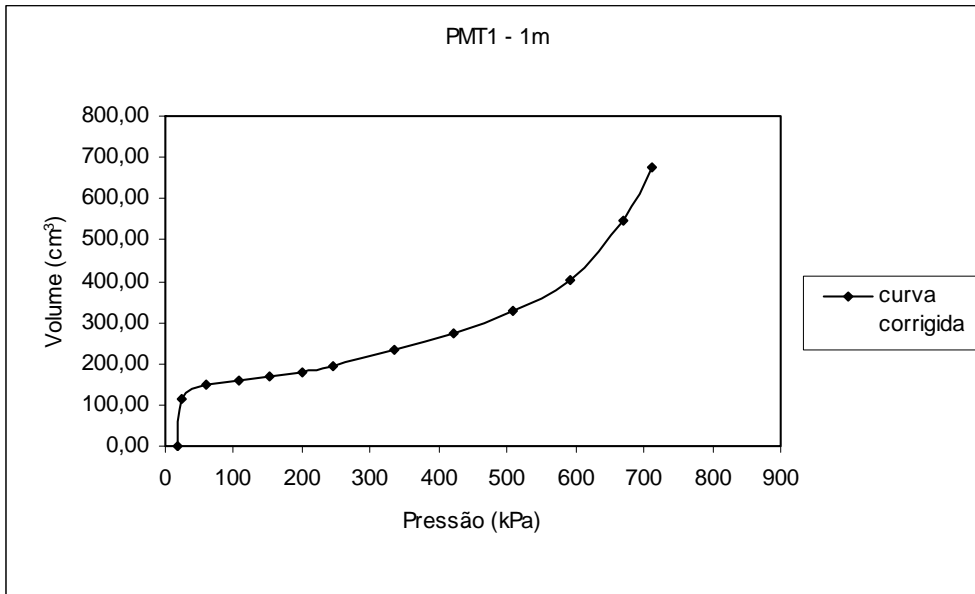


Figura 3.86 - Curva corrigida pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

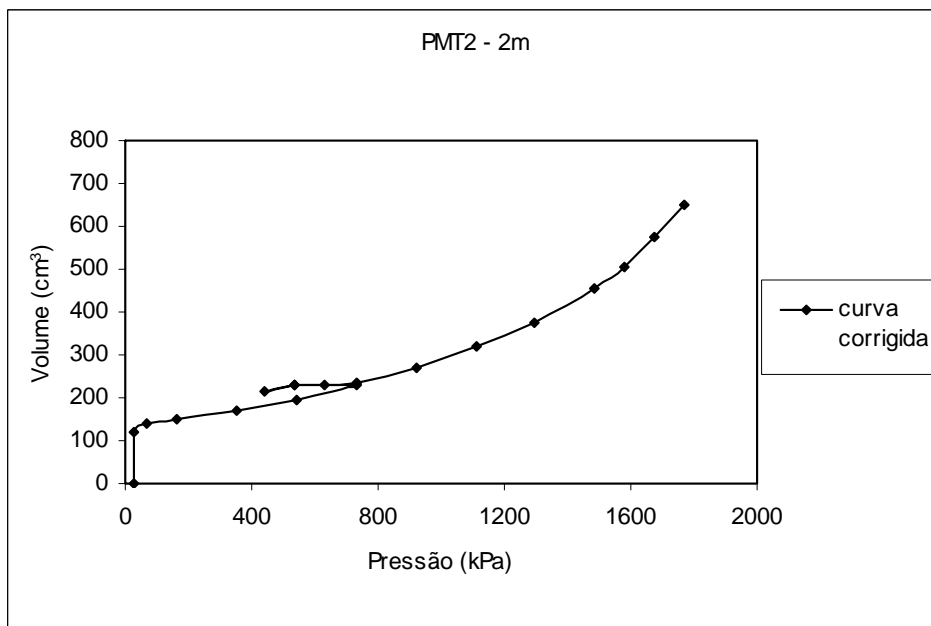


Figura 3.87 - Curva corrigida pressão versus volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT2.

De forma geral, as curvas obtidas apresentam-se bem definidas, podendo-se observar claramente os trechos de recompressão, pseudo-elástico e elasto-plástico característicos da curva teórica. Os pequenos trechos de recompressão sinalizam a boa concordância obtida entre o diâmetro do furo e o diâmetro do trado utilizado para sua execução. A curva da Figura A.6, correspondente a 6m de profundidade do furo PMT1, não atingiu o trecho elasto-plástico devido um desembainhamento da sonda e a conseqüente interrupção do ensaio.

Conforme pode ser observado em algumas figuras dos anexos A e B, realizaram-se também alguns ensaios com ciclos de descarga-recarga, propositadamente executados nos trechos pseudo-elástico de cada uma das referidas curvas. Segundo Cavalcante (1997), ciclos de descarga-recarga efetuados fora do trecho pseudo-elástico são caracterizados por grandes deformações por fluência, que é muito comum na fase plástica.

Nas Figura 3.88 ilustra-se o efeito das correções efetuadas na forma da curva pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1. Já pela Figura 3.89 verifica-se que os ensaios realizados a 3m de profundidade nos furos PMT1 e PMT2 apresentaram curvas praticamente coincidentes, dando indícios preliminares da elevada homogeneidade do solo estudado.

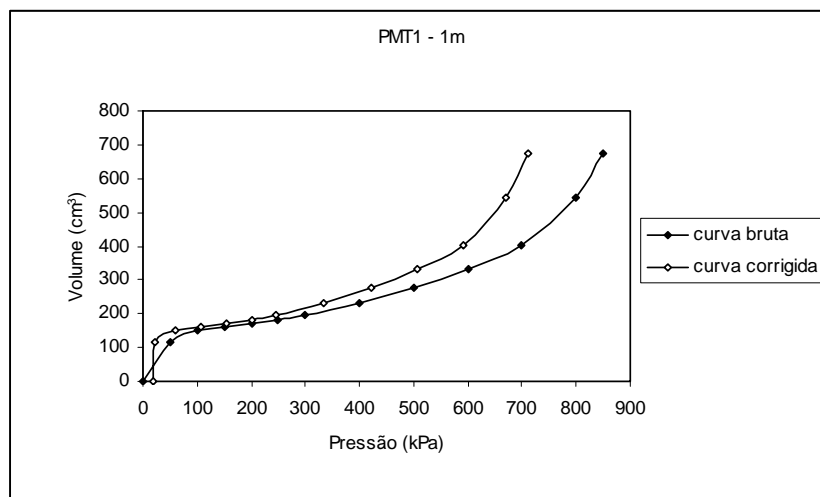


Figura 3.88 - Efeito das correções efetuadas na forma da curva pressão versus volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

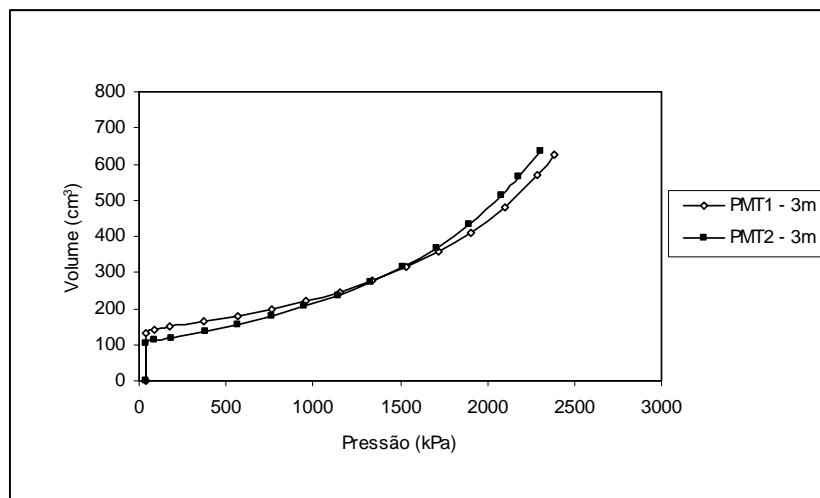


Figura 3.89 - Curva corrigida pressão versus volume expandido do solo a 3,0m de profundidade dos furos PMT1 e PMT2.

Obtenção dos Parâmetros Pressiométricos pelo Método Convencional

Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})

A tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ocorre imediatamente após a recompressão e corresponde à tensão no momento em que a sonda toca as paredes da cavidade do furo de sondagem e restabelece o nível de carga original horizontal do terreno. A sua estimativa pode ser feita utilizando a curva de fluência ou, como adotado para essa tese, traçando-se uma reta pelo trecho de recompressão que tangencie o ponto de máxima curvatura e uma outra pelo trecho pseudo-elástico. A interseção das retas indicará o valor da tensão horizontal no repouso.

Os valores estimados da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) variaram de 44 a 120kPa no furo PMT1 e de 47 a 145 kPa no furo PMT2. A Figura 3.90 mostra os valores estimados da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Pela Figura 3.90 observa-se um crescimento de σ_{ho} com a profundidade, com exceção das profundidades de 5 e 6 m do furo PMT1 onde observa-se uma queda considerável. Esse comportamento anômalo pode ter ocorrido devido às inevitáveis perturbações causadas ao anel de solo que circunda as paredes da sonda quando da sua inserção.

A literatura indica a dificuldade na obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) a partir de ensaios pressiométricos (Schnaid et al., 1995; Cunha, 1996, Bosch et al., 1997 e Lopes, 2004). Porém, acredita-se que os valores aqui apresentados indicam uma razoável ordem de grandeza acerca dos mesmos.

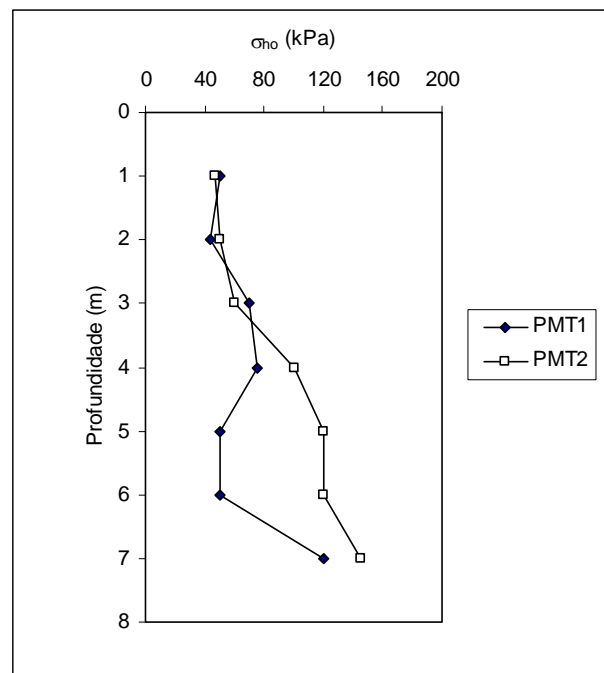


Figura 3.90 – Estimativa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Pressão Limite (p_l)

A pressão limite (p_l) é definida como aquela pressão suficiente para duplicar o volume inicial da célula de medida central. Como a pressão limite não foi atingida

diretamente durante os ensaios realizados, utilizou-se um gráfico em escala semi-logarítmica, de volume em escala logarítmica versus a pressão. Com pelo menos três pontos da fase plástica formou-se uma reta cujo prolongamento até a ordenada, que equivale ao dobro do volume inicial da célula de medida central, indicou o valor da pressão limite (p_l).

As pressões limites (p_l) estimadas para o furo PMT1 variaram de 0,74 a 3,40 MPa e de 1,35 a 3,70 MPa no furo PMT2. A Figura 3.91 mostra a pressão limite (p_l) estimada para os furos PMT1 e PMT2 ao longo da profundidade ensaiada.

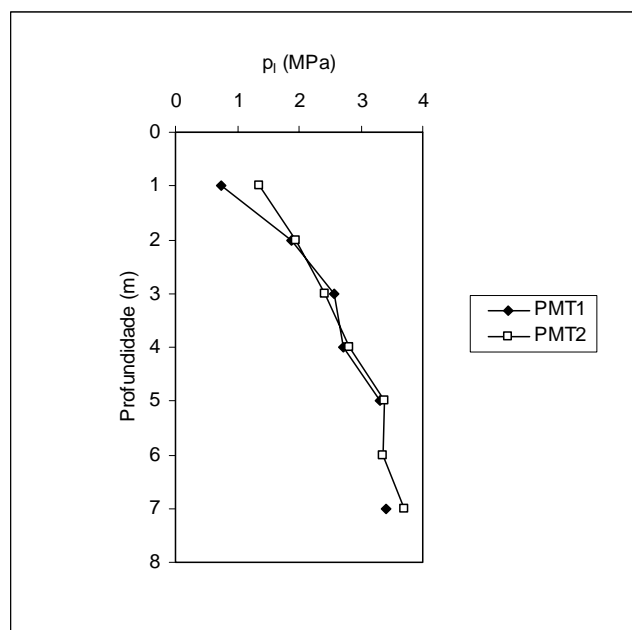


Figura 3.91 - Estimativa da pressão limite (p_l) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Pela Figura 3.91 observa-se uma tendência de crescimento progressivo da pressão limite (p_l) ao longo da profundidade dos furos PMT1 e PMT2 embora haja uma descontinuidade no sexto metro do furo PMT1. Essa descontinuidade ocorreu devido um desembainhamento da sonda e a conseqüente interrupção do ensaio. Vale observar ainda um comportamento, em termos de resistência, bastante homogêneo do solo estudado já que a partir do segundo metro os gráficos dos furos PMT1 e PMT2 praticamente coincidem.

Pressão Limite efetiva (P_1^*)

A pressão limite efetiva (p_1^*) é um parâmetro utilizado em projetos de fundações ou na identificação do tipo de solo investigado e corresponde a pressão “líquida” do solo sendo obtida subtraindo-se a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) da pressão limite (p_1).

As pressões limites efetivas (p_1^*) estimadas para o furo PMT1 variaram de 0,69 a 3,28 MPa e de 1,30 a 3,56 MPa no furo PMT2. A Figura 3.92 mostra as pressões limites efetivas (p_1) estimadas para os furos PMT1 e PMT2 ao longo da profundidade ensaiada.

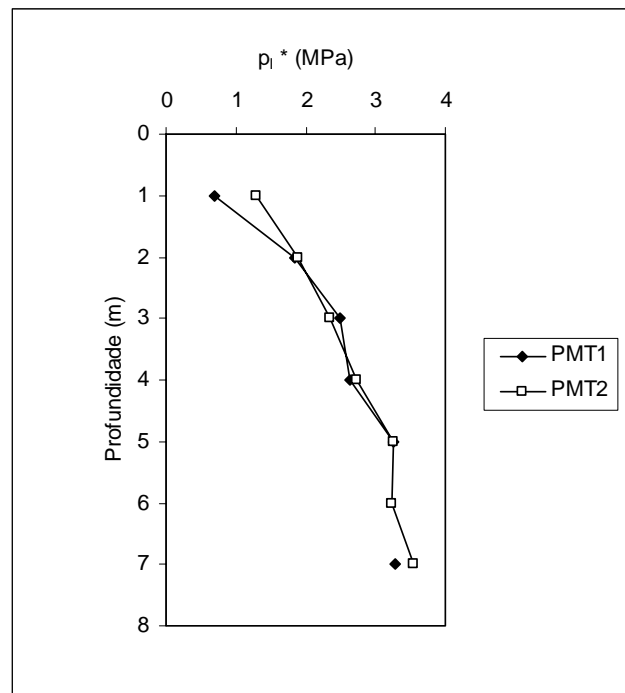


Figura 3.92 - Estimativa da pressão limite efetiva (p_1^*) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Da mesma forma que a pressão limite (p_1), observa-se uma tendência de crescimento progressivo e praticamente coincidente da pressão limite efetiva (p_1^*) ao longo da profundidade dos furos PMT1 e PMT2.

Coefficiente de Empuxo no Repouso (k_o)

O coeficiente de empuxo no repouso (k_o) foi determinado por:

$$k_o = \frac{\sigma_{ho} - u_o}{\sigma_{vo} - u_o} \quad (3.11)$$

onde σ_{ho} é a tensão horizontal no repouso e σ_{vo} é a tensão vertical estimada ao nível da sonda e u_o é a poro pressão.

A Figura 3.93 mostra o coeficiente de empuxo no repouso (k_o) estimado para os furos PMT1 e PMT2 ao longo da profundidade ensaiada.

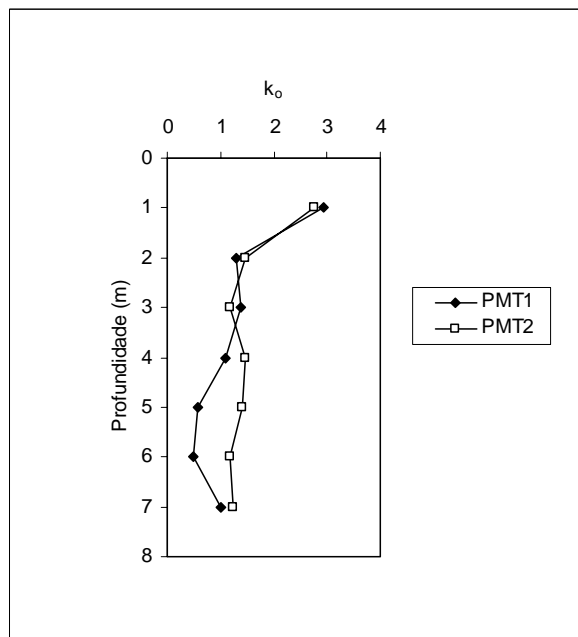


Figura 3.93 - Estimativa do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Os valores estimados do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) variaram de 0,49 a 2,95 para o furo PMT1 e de 1,18 a 2,77 no furo PMT2. Vale mencionar que a determinação da tensão horizontal no repouso foi feita, através da curva pressiométrica corrigida,

traçando-se duas retas, uma pelo trecho de recompressão tangenciando o ponto de máxima curvatura e uma outra pelo trecho pseudo-elástico. A interseção das retas indicou o valor da tensão horizontal no repouso.

Vale destacar que, na opinião do autor deste tese, a determinação do coeficiente de empuxo no repouso (k_o) através do ensaio pressiométrico torna-se bastante subjetiva devido à direta relação com a tensão horizontal no repouso (σ_{ho}).

O coeficiente de empuxo no repouso (k_o), com exceção da primeira medida, não variou significativamente com a profundidade apresentando um valor médio de 1,40. Descartando-se a medida do primeiro metro de profundidade, o valor do k_o cai para 0,99. Segundo Ortigão et al. (1996), comportamentos com esse aspecto sugerem que os processos geológicos envolvidos com a formação do depósito não afetaram significativamente o regime de tensão ao longo da profundidade.

Módulo de Cisalhamento Pressiométrico (G_i)

O módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) é determinado no trecho pseudo-elástico da curva pressão x deformação obtida no ensaio pressiométrico, de forma que:

$$G_i = V_m \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (3.12)$$

onde: V_m é o volume médio da cavidade, Δp é a variação de pressão e ΔV é a variação de volume.

Vale lembrar que, por convenção, o volume médio da cavidade (V_m) é dado por:

$$V_m = V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \quad (3.13)$$

onde V_s é o volume da sonda ($463,84 \text{ cm}^3$), V_1 e V_2 são os volumes na curva pressiométrica no início e no fim do trecho pseudo-elástico, respectivamente.

A Figura 3.94 mostra o módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) ao longo da profundidade dos furos PMT1 e PMT2 onde observa-se um crescimento progressivo com a profundidade até 5m. A 6m de profundidade observa-se um decréscimo coincidente no valor de G_i para os valores encontrados nos furos PMT1 e PMT2, e isso demonstra que o desembainhamento da sonda no furo PMT1 e a conseqüente interrupção do ensaio não modificaram o valor de G_i . Os valores do módulo de cisalhamento pressiométrico (G) variaram de 1,84 a 7,86 MPa no furo PMT1 e de 2,86 a 8,79 MPa no furo PMT2.

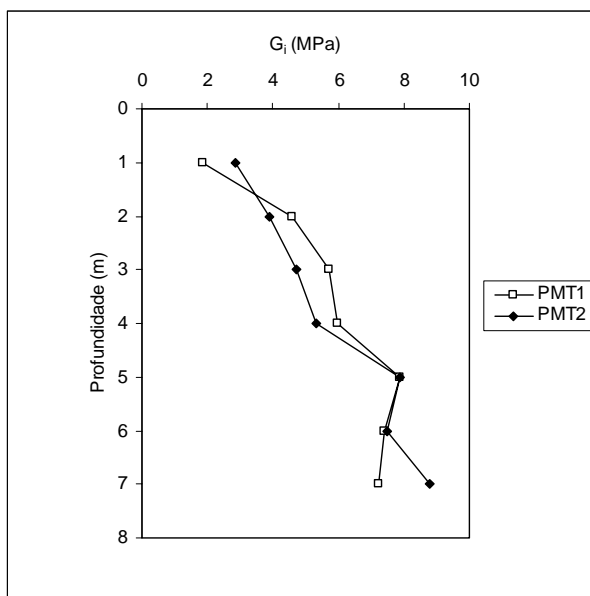


Figura 3.94 - Estimativa do módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Na Figura 3.94 observam-se valores de G muito próximos, confirmando a tendência de comportamento homogêneo já percebido preliminarmente através dos perfis estratigráficos e de resistência obtidos pelas sondagens a percussão (SPT) realizadas.

Vale destacar que o início e o fim do trecho pseudo-elástico de cada curva foi determinado a partir da determinação da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) e da pressão limite (p_l).

Módulo de Deformação Pressiométrico (E_i)

O módulo de deformação pressiométrico (E_i) é obtido a partir da determinação do módulo de deformação cisalhante pressiométrico (G_i) na curva pressão versus expansão através da inclinação da curva no trecho pseudo-elástico obtido anteriormente, de forma que:

$$E_i = 2.(1 + \nu).G_i \quad (3.14)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson e G_i é o módulo de cisalhamento pressiométrico.

A Figura 3.95 mostra o módulo de deformação pressiométrico (E_i) ao longo da profundidade dos furos PMT1 e PMT2 onde observa-se, da mesma forma que para o módulo de cisalhamento pressiométrico (G_i), um crescimento progressivo com a profundidade. Os valores do módulo de deformação pressiométrico (E_i) variaram de 4,9 a 20,90 MPa no furo PMT1 e de 7,61 a 23,38 MPa no furo PMT2.

Vale destacar que adotou-se para o coeficiente de Poisson do solo estudado o valor de 0,33. Assim conforme o Centre D'Études Ménard, o módulo de deformação pressiométrico (E_i) calculado corresponderia ao “módulo pressiométrico de Ménard”.

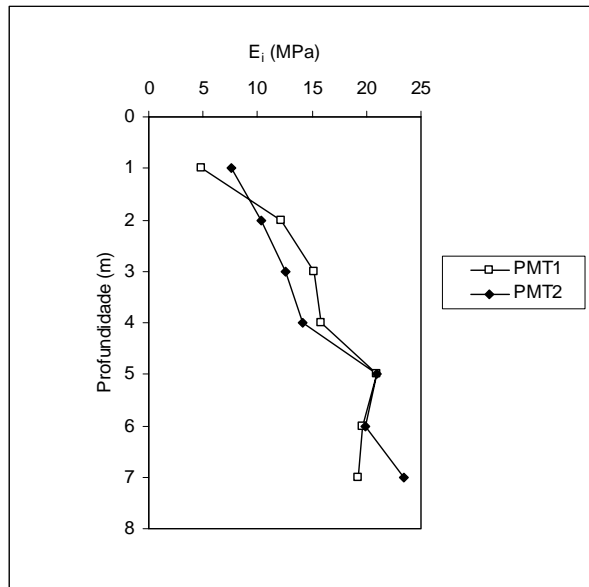


Figura 3.95 - Estimativa do módulo de deformação pressiométrico (E_i) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Módulo de Cisalhamento Pressiométrico Cíclico (G_{ur})

O módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}) é determinado a partir de estágios sucessivos de descarregamento-recarregamento a partir da seguinte expressão:

$$G_{ur} = \left[V_s + \left(\frac{V_1' + V_2}{2} \right) \right] \cdot \left(\frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1'} \right) \quad (3.15)$$

onde V_s é o volume da sonda, V_2 e V_1' são volumes no início e fim do descarregamento, p_2 e p_1 são as pressões no início e fim do primeiro descarregamento.

Na recarga, o módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}) é dado por:

$$G_{ur} = \left[V_s + \left(\frac{V_1' + V_2'}{2} \right) \right] \cdot \left(\frac{p_2 - p_1}{V_2' - V_1'} \right) \quad (3.16)$$

onde V_1' e V_2' são volumes no início e fim da recarga e p_1 e p_2 são as pressões no início e fim da recarga.

Como referido anteriormente, procedeu-se ciclos de descarga recarga a 2, 4 e 7m de profundidade do furo PMT1 e a 1, 2 e 4m de profundidade do furo PMT2. A 2m de profundidade do furo PMT1, cujo ensaio apresenta dois laços de descarga-recarga, apresentou para o estágio de menor deformação de cavidade, 0,39 %, na recarga o valor de G_{ur} igual a 50,90 MPa. A 4m de profundidade, na recarga, obteve-se para o G_{ur} o valor de 63,60 MPa para um deformação de cavidade de 0,63 % e a 7m de profundidade obteve-se, também na recarga, 69,51 MPa para 1,43 %.

No furo PMT2 os valores de G_{ur} determinados a 1 e 2, na recarga, e a 4m de profundidade, na descarga, foram de 32,56 , 20,25 e 29 MPa, respectivamente. Neste caso as deformações de cavidade foram de 0,61, 0,98 e 0,68 %, respectivamente. A 2 e a 4 m de profundidade o G_{ur} foi determinado em um dos estágios da descarga-recarga por apresentar as menores deformações de cavidade.

Vale destacar que a deformação de cavidade (γ) foi determinada a partir da relação entre a variação de volume apresentada pela sonda entre dois estágios de carga (ΔV) e o volume médio da cavidade (V_m), ou seja:

$$\gamma(\%) = \frac{\Delta V}{V_m} \cdot 100 \quad (3.17)$$

A Figura 3.96 mostra os valores do módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}) determinados ao longo da profundidade.

Pela Figura 3.96 observa-se um crescimento do módulo com a profundidade para os ensaios realizados no furo PMT1. No furo PMT2 essa tendência não foi observada. Vale destacar que, conforme relato inicial, as deformações de cavidade em que cada ensaio foi realizado foram distintas, dificultando comparações a partir dos mesmos. Segundo Hughes

(1982), dificuldades na avaliação do instante exato e na posição correta para a realização do ciclo de descarga/recarga podem justificar alguns resultados discrepantes de curvas com laços mal formados.

Segundo Cunha et al. (2004), o comportamento do solo durante o ensaio pressiométrico não é linear e os módulos de deformabilidade dependem do nível de tensão e, conseqüentemente, da deformação a que o solo é submetido.

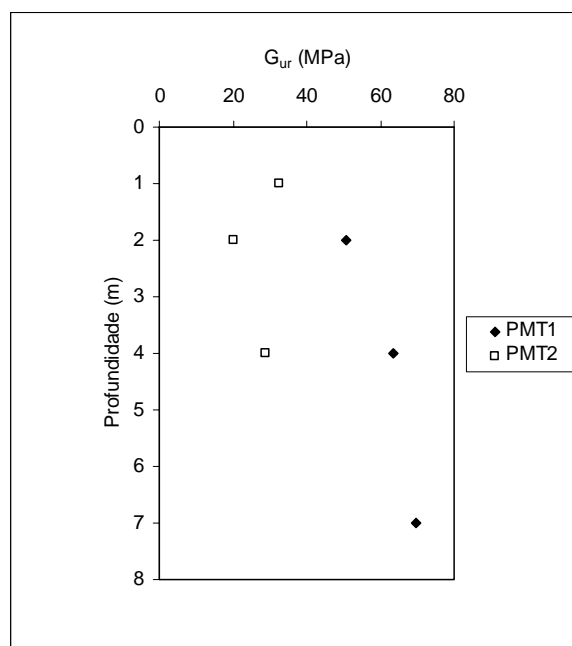


Figura 3.96 - Estimativa do módulo de deformação pressiométrico cíclico (G_{ur}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Dessa forma, visando minimizar a não linearidade do solo, em cada ciclo de descarga-recarga, determinaram-se módulos secantes, correspondentes a diversas deformações de cavidade no processo de recarga. A Figura 3.97 apresenta os valores determinados de G_{ur} em função da deformação de cavidade medida a partir do início do trecho de descarga ou recarga do ciclo a 2m de profundidade do furo PMT1.

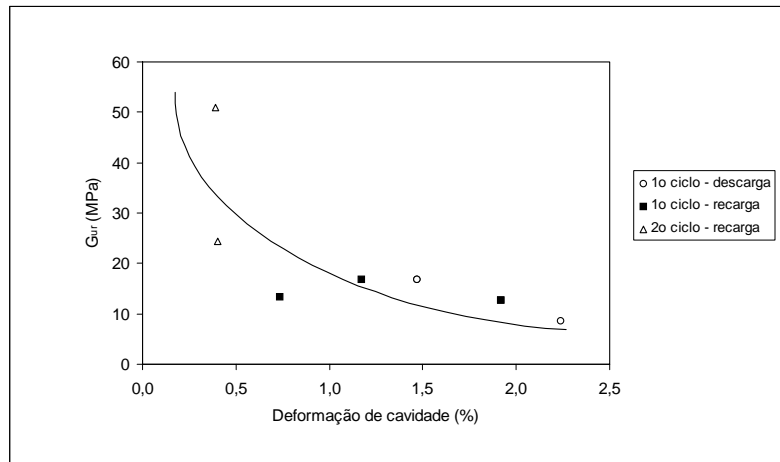


Figura 3.97 – Variação do módulo de deformação pressiométrico cíclico (G_{ur}) a 2m de profundidade do furo PMT1.

Módulo Pressiométrico Cíclico (E_r)

O módulo de deformação pressiométrico cíclico (E_{ur}) é obtido a partir da do módulo de deformação cisalhante cíclico (G_{ur}) utilizando-se a seguinte equação:

$$E_{ur} = 2.(1 + \nu).G_{ur} \quad (3.18)$$

Onde ν é o coeficiente de Poisson e o módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur})

A Figura 3.98 Mostra os valores do módulo pressiométrico cíclico (E_{ur}) determinados ao longo da profundidade.

Pela Figura 3.98 observa-se que os valores obtidos para o módulo pressiométrico cíclico (E_{ur}) são de 5,21 a 11,39 vezes superiores aos determinados para o módulo pressiométrico (E_p). Segundo Briaud (1992) essa relação deve ser acima de 5, no entanto, vale destacar as limitações encontradas na obtenção de E_{ur} .

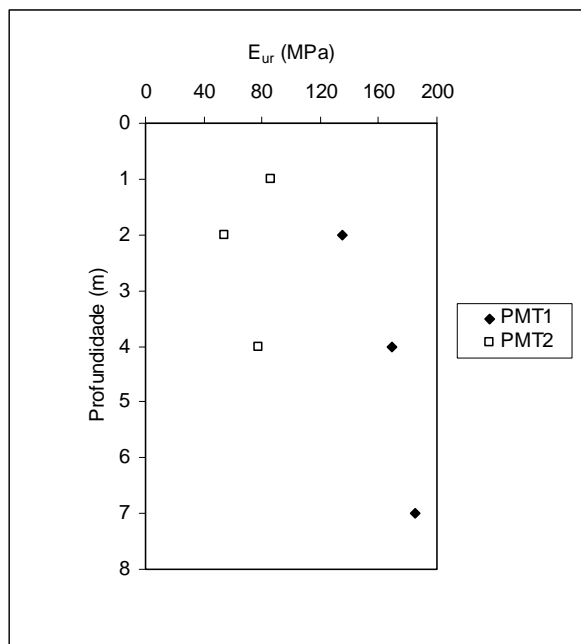


Figura 3.98 - Estimativa do módulo pressiométrico cíclico (E_{ur}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Resumo dos Parâmetros Pressiométricos Obtidos Pelo Método Convencional

Nas Tabelas 3.19 e 3.20 mostram-se os resultados de todos os parâmetros determinados a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos nos furos PMT1 e PMT2

Tabela 3.19 – Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT1.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1	2	3	4	5	6	7
σ_{ho} (kPa)	50,00	44,00	70,00	75,00	50,00	50,00	120,00
E_i (MPa)	4,90	12,19	15,18	15,84	20,90	19,68	19,23
G_i (MPa)	1,84	4,58	5,70	5,96	7,86	7,40	7,23
p_i (MPa)	0,74	1,89	2,56	2,72	3,30	-	3,40
p_i^* (MPa)	0,69	1,84	2,49	2,64	3,25	-	3,28
E_{ur} (MPa)	-	135,40	-	169,18	-	-	184,90
G_{ur} (MPa)	-	50,90	-	63,60	-	-	69,51
k_o	2,95	1,30	1,38	1,11	0,59	0,49	1,01

Tabela 3.20 – Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT2.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1	2	3	4	5	6	7
σ_{ho} (kPa)	47,00	50,00	60,00	100,00	120,00	120,00	145,00
E_i (MPa)	7,61	10,33	12,57	14,16	20,91	19,88	23,38
G_i (MPa)	2,86	3,88	4,73	5,32	7,86	7,47	8,79
p_i (MPa)	1,35	1,94	2,42	2,83	3,38	3,35	3,70
p_i^* (MPa)	1,30	1,89	2,36	2,73	3,26	3,23	3,56
E_{ur} (MPa)	86,61	53,87	-	77,15	-	-	-
G_{ur} (MPa)	32,56	20,25	-	29,00	-	-	-
k_o	2,77	1,47	1,18	1,47	1,42	1,18	1,22

Os resultados dos ensaios pressiométricos também podem ser utilizados para a identificação do tipo de solo através dos parâmetros E_i , p_i e p_i^* . A Figura 3.99 mostra a variação de E_i/p_i para os ensaios realizados ao longo do perfil de solo estudado.

Vale destacar que, embora os valores de E_i e p_i terem se enquadrado perfeitamente nos limites propostos por Ménard (1975), verifica-se pela Figura 3.99 que, de uma forma geral, os resultados obtidos apresentaram valores ligeiramente inferiores aos valores típicos propostos pelo mesmo autor. A Tabela 3.21 mostra a identificação do tipo de solo estudado utilizando-se a relação E_i/p_i .

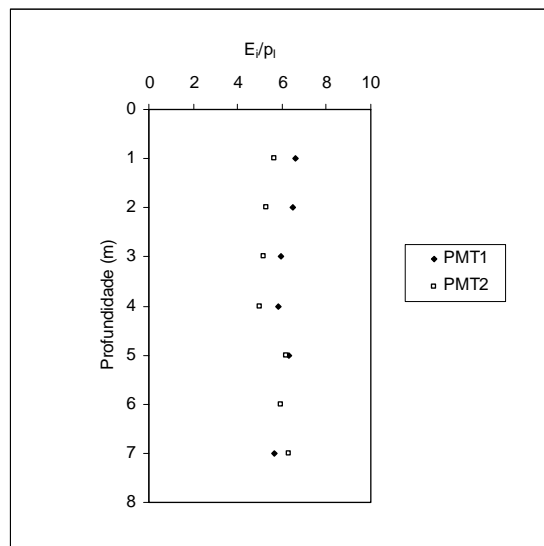


Figura 3.99 - Variação de E_i/p_i para os ensaios realizados ao longo do perfil de solo estudado.

Tabela 3.21 – Classificação do solo estudado a partir da proposta de Ménard (1975).

PMT1				
Prof (m)	E_i (kPa)	p_i (kPa)	E_i/p_i	Classificação
1	4902,41	740,00	6,62	silte puro
2	12194,97	1885,00	6,47	areia e pedregulho/ areias sedimentares
3	15175,05	2560,00	5,93	areia e pedregulho/ areias sedimentares
4	15841,52	2715,00	5,83	areia e pedregulho/ areias sedimentares
5	20900,06	3300,00	6,33	areia e pedregulho/ areias sedimentares
6	19675,44	-	-	-
7	19233,24	3400,00	5,66	areia e pedregulho/ areias sedimentares
PMT2				
Prof (m)	E_i (kPa)	p_i (kPa)	E_i/p_i	Classificação
1	7606,37	1350,00	5,63	areia e pedregulho/ areias sedimentares
2	10331,85	1940,00	5,33	areia e pedregulho/ areias sedimentares
3	12569,37	2415,00	5,20	areia e pedregulho/ areias sedimentares
4	14158,79	2825,00	5,01	areia e pedregulho/ areias sedimentares
5	20908,62	3380,00	6,19	areia e pedregulho/ areias sedimentares
6	19879,57	3350,00	5,93	areia e pedregulho/ areias sedimentares
7	23377,19	3700,00	6,32	areia e pedregulho/ areias sedimentares

Vale destacar que, embora os valores de E_i e p_i terem se enquadrado perfeitamente nos limites propostos por Ménard (1975), a relação E_i/p_i apresentou valores ligeiramente inferiores. Já pela identificação proposta por Briaud (1992), que considera os valores de E_i , e p_i^* , verifica-se a ocorrência de areia compacta a muito densa.

Obtenção dos Parâmetros Pressiométricos da Forma Racional

Para a obtenção dos parâmetros pressiométricos pela forma racional utilizou-se a técnica de “ajuste de curva” proposto por Cunha (1994), na qual a curva experimental fornecida pelo ensaio é comparada com uma curva teórica gerada com o emprego da teoria da expansão de cavidade cilíndrica.

As análises consistiram em variar ϕ , ϕ_{cv} , σ_{ho} , G_e e G_{pl} até a concordância entre as curvas teóricas e de campo. O coeficiente de Poisson (ν) foi considerado constante e igual a 0,33 e o ângulo de atrito foi fixado em 40°. Considerou-se o ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}) 5° abaixo de ϕ e o módulo de deformação cisalhante plástico (G_{pl}) o dobro

do correspondente módulo elástico (G_e). A coesão do solo foi considerada como igual a 5 kPa. A saída do programa utilizado é ilustrada na Figura 3.100.

```

ARQUIVO ENTRADA=PMT11M.DAT
-----
RAIO INICIAL-PMT (m)= .0295
FI (Graus)= 46
FI-CV (Graus)= 41
MOD. CISALHANTE ZONA ELASTICA (kPa)= 8500
MOD. CISALHANTE ZONA PLASTICA (kPa)= 17000
COEF. POISSON= .33
TENSAO HORIZONTAL (kPa)= 50
COESAO SAT (kPa)= 0
SUCCAO (kPa)= 0
FI-b (Graus)= 0
COESAO TOT (kPa)= 0.0
-----
Pressao(kPa), Deformacao(%)
50.00      0.00
60.91      0.06
71.82      0.13
    
```

Figura 3.100 – Saída do programa que utiliza o método de ajuste de curva proposto por Cunha (1994).

A Figura 3.101 mostra, em forma de gráfico, o bom ajuste obtido a partir dos dados obtidos experimentalmente no furo PMT1, correspondente ao ensaio realizado a 1m de profundidade.

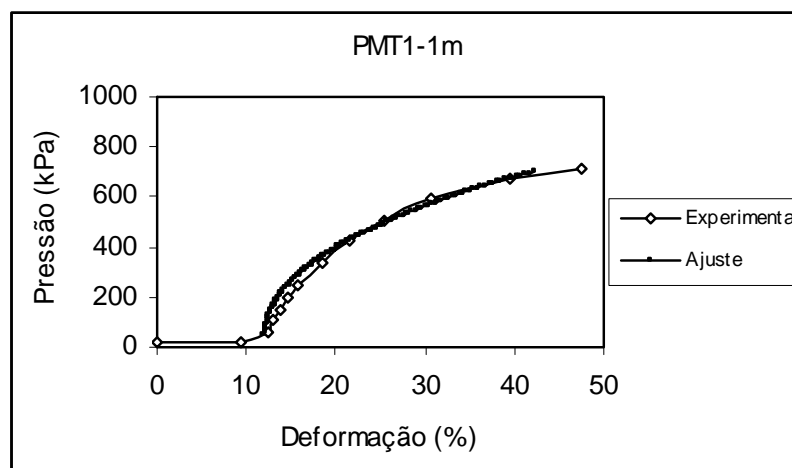


Figura 3.101 – Ajuste do furo PMT1, correspondente ao ensaio realizado a 1m de profundidade.

Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})

Os valores estimados da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) a partir da técnica de ajuste de curva variaram de 50 a 120 kPa no furo PMT1 e de 65 a 130 kPa no furo PMT2. A Figura 3.88 mostra os valores estimados da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Pela Figura 3.102 observa-se um crescimento aproximadamente linear de σ_{ho} com a profundidade tanto no furo PMT1 quanto PMT2. A descontinuidade referente ao sexto metro do furo PMT1 ocorreu devido ao desabainhamento ocorrido na sonda nesta profundidade.

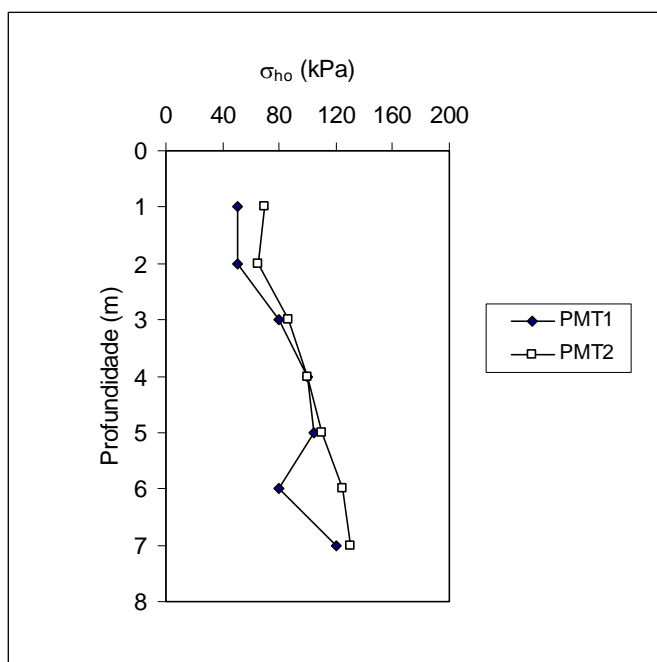


Figura 3.102 – Estimativa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2 através da técnica de ajuste de curva.

Coefficiente de Empuxo no Repouso (k_0)

Os valores estimados do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) variaram de 0,79 a 2,95 para o furo PMT1 e de 1,10 a 4,13 no furo PMT2. A Figura 3.103 mostra o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) estimado para os furos PMT1 e PMT2 ao longo da profundidade ensaiada.

Pela Figura 3.103 observa-se que os maiores valores de k_0 situam-se no primeiro metro de profundidade sugerindo que, na porção mais superior, os processos geológicos envolvidos com a formação do depósito afetaram significativamente o regime de tensão. Na porção inferior do perfil de solo os valores de k_0 tenderam a diminuir apresentando valor médio de 1,26 para o furo PMT1 e de 1,45 para o PMT2.

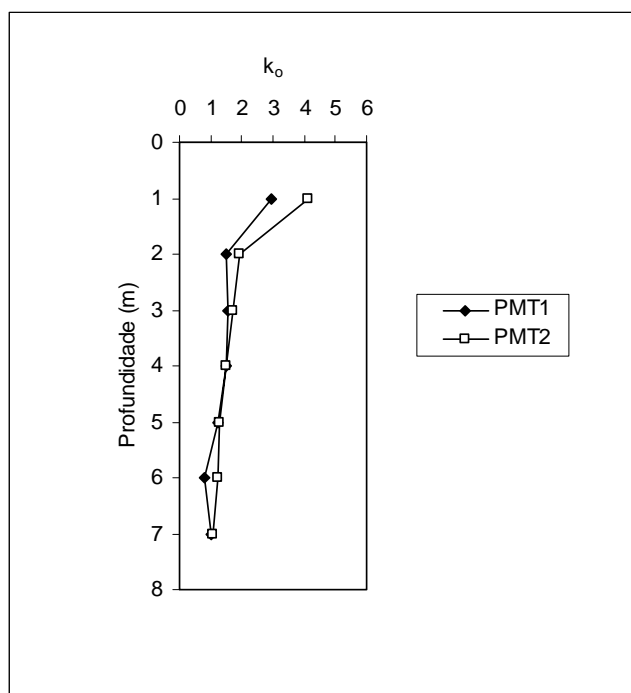


Figura 3.103 - Estimativa do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2.

Módulo de Cisalhamento Elástico (G_e)

A Figura 3.104 mostra os valores estimados do módulo de cisalhamento elástico para os furos PMT1 e PMT2, onde observa-se valores da mesma ordem de grandeza do módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}) obtido da forma convencional.

Para o furo PMT1, os valores estimados do módulo de cisalhamento elástico (G_e) variaram de 11 a 110 MPa e para o furo PMT2 de 18,7 a 115 MPa e apresentaram uma tendência crescente com a profundidade.

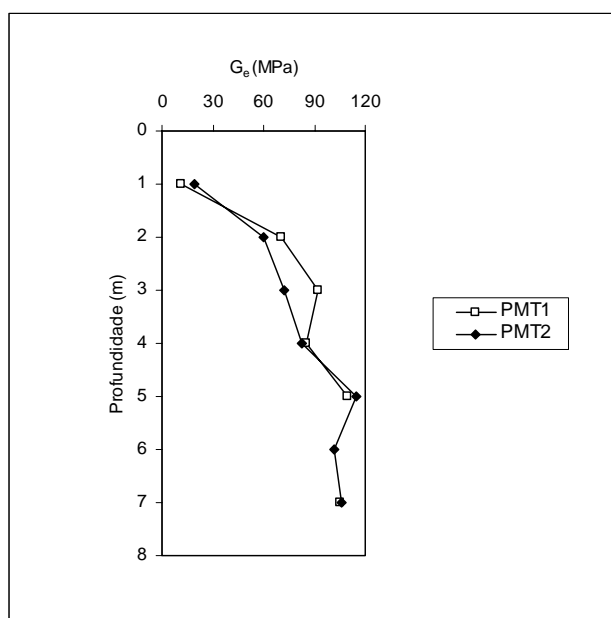


Figura 3.104 - Estimativa do módulo de cisalhamento elástico (G_e) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2 através da técnica de ajuste de curva.

Módulo de Deformação Pressiométrico Elástico (E_e)

A Figura 3.105 mostra os valores do módulo de deformação pressiométrico elástico (E_e) ao longo da profundidade dos furos PMT1 e PMT2 onde observa-se, da mesma forma que para o módulo de cisalhamento elástico (G_e), um crescimento progressivo com a

profundidade. Os valores do módulo de deformação pressiométrico (E_e) variaram de 29,26 a 292,60 MPa no furo PMT1 e de 49,74 a 305,90 MPa no furo PMT2.

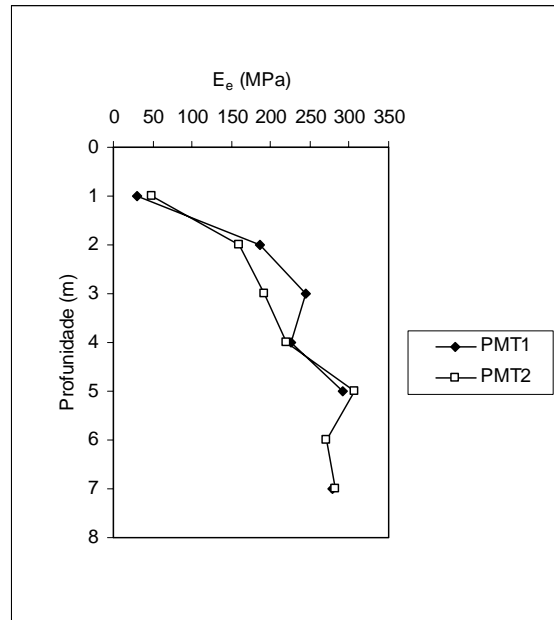


Figura 3.105 - Estimativa do módulo de deformação pressiométrico elástico (E_e) ao longo da profundidade para os ensaios PMT1 e PMT2 pela técnica de ajuste de curva.

Ângulo de Atrito (ϕ)

Conforme referido anteriormente os valores do ângulo de atrito (ϕ) ao longo da profundidade para os furos PMT1 e PMT2 foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e fixados nestas análises em 40° .

Resumo dos Parâmetros Pressiométricos Obtidos Pela Técnica de Ajuste de Curva

As Tabelas 3.22 e 3.23 mostram os resultados de todos os parâmetros determinados a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos nos furos PMT1 e PMT2 pela técnica de ajuste de curva.

Tabela 3.22– Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT1 pela técnica de ajuste de curva.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1	2	3	4	5	6	7
σ_{ho} (kPa)	50,00	50,00	80,00	100,00	105,00	80,00	120,00
G_e (MPa)	11,00	70,00	92,00	85,00	110,00	-	105,00
ϕ (graus)	40	40	40	40	40	-	40
E_e (MPa)	29,26	186,20	244,72	226,10	292,60	-	279,30
k_o	2,95	1,47	1,57	1,47	1,24	0,79	1,01

Tabela 3.23 – Resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios no furo PMT2 pela técnica de ajuste de curva.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1	2	3	4	5	6	7
σ_{ho} (kPa)	70,00	65,00	87,00	100,00	110,00	125,00	130,00
G_e (MPa)	18,70	60,00	72,00	83,00	115,00	102,00	106,00
ϕ (graus)	40	40	40	40	40	40	40
E_e (MPa)	49,74	159,60	191,52	220,78	305,90	271,32	281,96
k_o	4,13	1,92	1,71	1,47	1,30	1,23	1,10

Vale observar que a identificação do tipo de solo através da relação E_p/p_l não pode ser realizada através da técnica de ajuste de curva porque o referido método não permite a obtenção da pressão limite (p_l).

Comparação dos Parâmetros Pressiométricos a Partir da Forma Tradicional e da Forma Racional

Com o propósito de verificar diferenças entre os parâmetros obtidos com o método tradicional e com a técnica de ajuste de curva construí-se os gráficos k_o , G_i , G_e , E_i e E_e versus profundidade para os furos PMT1 e PMT2 (Figuras 3.106 a 3.108).

Pela Figura 3.106 observa-se que o valor de k_o tende a convergir para um valor próximo à unidade na profundidade de 7m. No entanto, em cada profundidade as variações

obtidas pela utilização do método convencional ou pela técnica de ajuste de curva são razoáveis ao longo de, praticamente, toda a profundidade ensaiada. As menores diferenças foram obtidas a 7m e as maiores a 1m. Acredita-se que a dificuldade na obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) pelo método tradicional seja a maior responsável pelas diferenças encontradas.

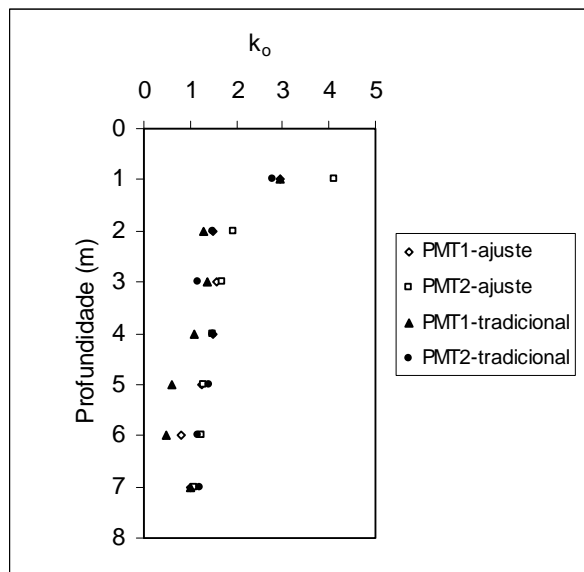


Figura 3.106 – Comparação entre os valores de k_o obtidos pelo método convencional e pela técnica de ajuste de curva.

Pela Figura 3.107 observam-se diferenças de até dez vezes entre o módulo de deformação cisalhante obtido da forma convencional (G_i) e pela forma racional (G_e). Diferenças dessa magnitude são atribuídas aos efeitos do amolgamento do solo presentes na obtenção do referido parâmetro pela forma tradicional e que, pela forma racional, são considerados a partir da teoria da expansão da cavidade.

Na Figura 3.108 mostra a comparação entre os valores de E_i e E_e obtidos pelo método convencional e pela técnica de ajuste de curva.

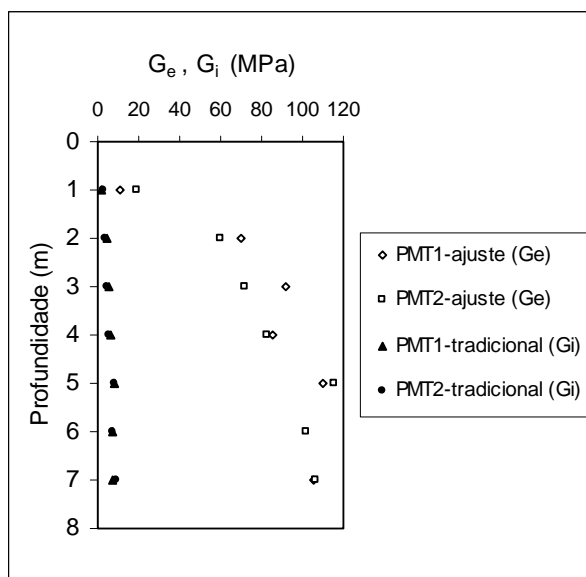


Figura 3.107 – Comparação entre os valores de G_i obtidos pelo método convencional e G_e pela técnica de ajuste de curva.

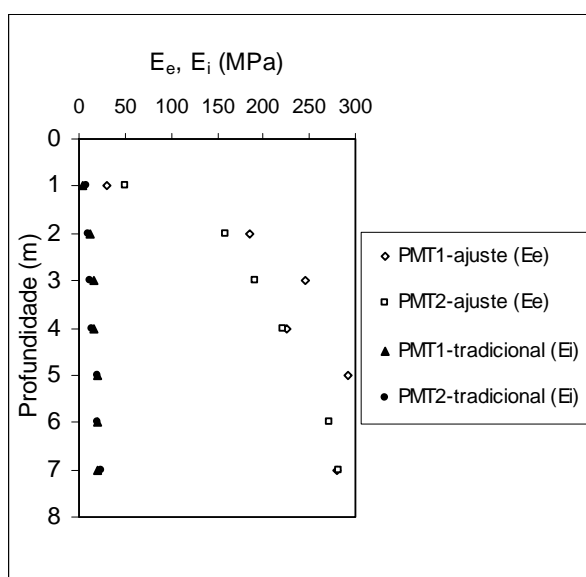


Figura 3.108 – Comparação entre os valores de E_i obtidos pelo método convencional e E_e pela técnica de ajuste de curva.

Na Figura 3.109 mostra-se a comparação entre o módulo de cisalhamento elástico (G_e), obtido da forma racional (ajuste), e o módulo de cisalhamento cíclico (G_{ur}), obtido pela forma tradicional, ao longo da profundidade do furo PMT1. Já na Figura 3.110 plota-se a relação G_e/G_{ur} com a profundidade.

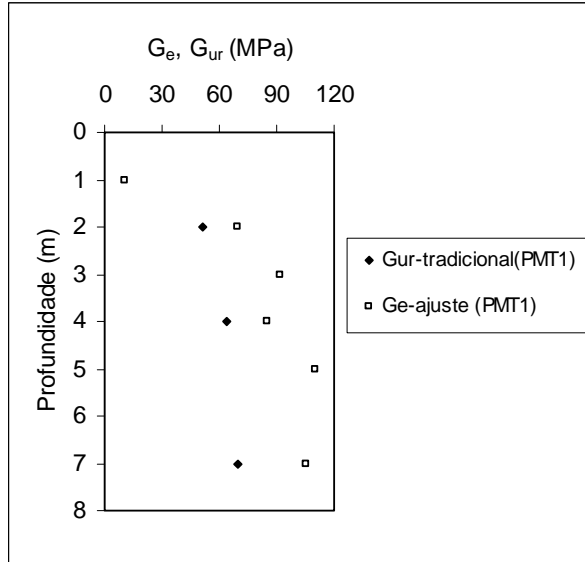


Figura 3.109 - Comparação entre o módulo de cisalhamento elástico (G_e) e o módulo de cisalhamento cíclico (G_{ur}) ao longo da profundidade do furo PMT1.

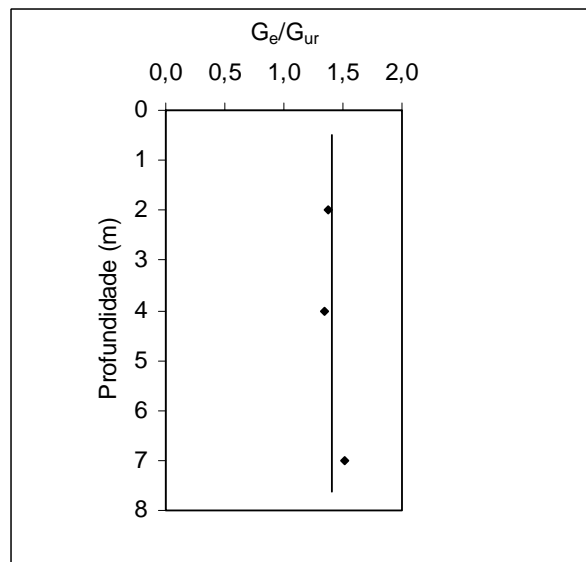


Figura 3.110 - Relação G_e/G_{ur} com a profundidade para o furo PMT1.

Pela Figura 3.109 observa-se que o módulo de cisalhamento elástico (G_e) é da mesma ordem de grandeza referido módulo cíclico (G_{ur}), com valores até cinquenta pontos percentuais superiores. Conforme relatos anteriores, o módulo de cisalhamento elástico (G_e), obtido da forma racional, minora o efeito do amolgamento do solo durante o ensaio. Dessa forma, já era de se esperar valores próximos aos do módulo de cisalhamento cíclico (G_{ur}), obtido pela forma tradicional. Por outro lado, a obtenção de valores de G_e superiores aos de G_{ur} é atribuída à má forma dos laços de descarga-recarga obtidos nos ensaios, a simplificação da metodologia teórica e aos diferentes níveis de deformação.

Pela Figura 3.110 verifica-se que a relação G_e/G_{ur} para o furo PMT1 variou de 1,34 a 1,51, apresentando valor médio de 1,41. Já para o furo PMT2, a relação G_e/G_{ur} atingiu valores de até 2,96.

Cunha (1996) comparou o módulo de cisalhamento elástico (G_e) de um solo arenoso com o módulo de cisalhamento pressiométrico cíclico (G_{ur}) obtendo uma relação para G_{ur}/G_e da ordem de 1,3. As discrepâncias encontradas foram atribuídas às diferentes amplitudes de deformação impostas com respeito ao ciclo de carga/descarga.

Bosch et al. (1997) compararam os valores do módulo de cisalhamento obtido a partir da análise tradicional com valores obtidos pela forma racional por meio do ajuste de curva. Os valores obtidos indicaram valores ajustados da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos em ciclos de descarga-recarga. Os valores do módulo cisalhante no trecho pseudo-elástico foram sistematicamente inferiores, refletindo os efeitos da magnitude das deformações cisalhantes.

4. ANÁLISES DOS RESULTADOS

4.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO REALIZADOS

Neste item da tese apresenta-se as análises para as estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) a partir dos ensaios de campo realizados. Inicialmente, apresentam-se as análises realizadas a partir dos resultados das sondagens à percussão (SPT). Em seguida, os ensaios pressiométricos são analisados objetivando à estimativa do módulo de deformação cisalhante (G_{max}) e, por fim, os resultados dos dois tipos de ensaios são comparados.

4.1.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS À PERCUSSÃO (SPT)

Diversos pesquisadores têm proposto correlações empíricas para estimar G_{max} a partir dos resultados de sondagens à percussão (SPT). A maior parte das correlações encontradas na literatura tem origem no Japão e nos Estados Unidos. Essas correlações relacionam o módulo de cisalhamento máximo, ou a velocidade de propagação da onda cisalhante, com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT). A Tabela 4.1 mostra algumas das correlações encontradas na literatura e utilizadas na presente pesquisa.

Na Tabela 4.1, N_{spt} é o índice de resistência e N_{60} é o índice de resistência corrigido para uma eficiência de 60% da energia de queda livre teórica, D_1 é a profundidade do solo abaixo da superfície do terreno, F_1' é um fator dependente da natureza do solo (1,0 para depósitos aluvionares e 1,3 para depósitos antigos), F_2' é outro fator dependente da natureza do solo (1,09 para areia fina), σ_o é a pressão confinante efetiva e p_a é a pressão atmosférica (101,3 kPa).

Dentre as correlações encontradas na literatura que não utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), a proposta por Hardin (1978) é a mais usada na prática (Yu e Richart, 1984; Barros, 1997; Stephenson, 2004 e Barros et al., 2006) e, portanto, será também aqui utilizada. Ela se aplica tanto para solos coesivos como não coesivos sendo expressa por:

$$G_{\max} = 625 \cdot \frac{OCR^{k_{IP}}}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \cdot (p_a \cdot \sigma_{oct})^{1/2} \quad (4.1)$$

onde σ_{oct} é a tensão normal octaédrica, e é o índice de vazios, OCR é a razão de sobreadensamento, p_a é a pressão atmosférica e o expoente k_{IP} é dependente do índice de plasticidade do solo (IP), conforme indicado na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Correlações entre G_{\max} , ou v_s , e o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT).

Referência	Correlações G_{\max} (kPa)	Correlações v_s (m/s)	Tipo de solo
Ohsaki e Iwasaki (1973)	$G_{\max} = 11500 \cdot N_{spt}^{0,8}$	-	Todos
Seed e et al. (1983)	$G_{\max} = 6220 \cdot N_{spt}$	-	Areias
Ohta e Goto (1978)a	-	$v_s = 85,3 \cdot N_{spt}^{0,341}$	Todos
Sykora e Stokoe (1983)	-	$v_s = 101 \cdot N_{spt}^{0,29}$	Areias
Ohta e Goto (1978)b	-	$v_s = 69 \cdot N_{spt}^{0,17} \cdot D_1^{0,2} \cdot F_1' \cdot F_2'$	Todos
Seed et al. (1986)	$G_{\max} = 4400 \cdot N_{60}^{1/3} \cdot \sigma_o^{0,5}$	-	Areias
Stephenson et al. (2004)	-	$v_s = 107 \cdot N_{spt}^{0,215}$	Solos não coesivos
Schnaid et al. (2004)	$G_{\max} = 200 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \cdot \sigma_{vo}' \cdot p_a^2}$	-	Solos não cimentados

Tabela 4.2 – Valores do expoente k em função do índice de plasticidade (IP).

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

Na Figura 4.1 mostram-se os resultados das estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{\max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (N_{spt}).

Vale destacar que o valor da tensão octaédrica (σ_{oct}) utilizado na proposta de Hardin (1978) foi estimado a partir dos valores de k_o médios obtidos a partir dos ensaios pressiométricos realizados.

Pela Figura 4.1 observa-se que a correlação proposta por Schnaid et al. (2004) proporcionou os menores valores estimados e a proposta por Seed et al. (1983) os maiores valores. As propostas que apresentaram as estimativas mais próximas da proposta de Hardin (1978) foram Seed et al. (1983) e Ohsaki e Iwasaki (1973). Ainda pela Figura 4.1 verifica-se, a partir de todas as propostas analisadas, uma tendência de aumento praticamente linear do G_{max} com a profundidade.

A Tabela 4.3 mostra a larga faixa de variação encontrada para a estimativa de G_{max} ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios à percussão (SPT).

Segundo Barros (1997), embora a expressão de Hardin (1978) seja a mais utilizada na prática a mesma subestima o valor de G_{max} de areias. Considerando como limite inferior a proposta de Hardin a ampla faixa de variação de G_{max} apresentada na Tabela 4.3 seria consideravelmente reduzida conforme indicado na Tabela 4.4.

Pela Tabela 4.4 observa-se uma redução considerável na faixa de variação de G_{max} com a profundidade a partir das metodologias que utilizam os resultados de ensaios à percussão (SPT). Esse fato leva a concluir que a quase totalidade das propostas estudadas subestimaram G_{max} . Neste sentido, dentre as metodologias que utilizam o índice de resistência da sondagem à percussão (SPT) as propostas de Seed et al. (1983) e de Ohsaki e Iwasaki (1973) foram as que proporcionaram as estimativas mais coerentes.

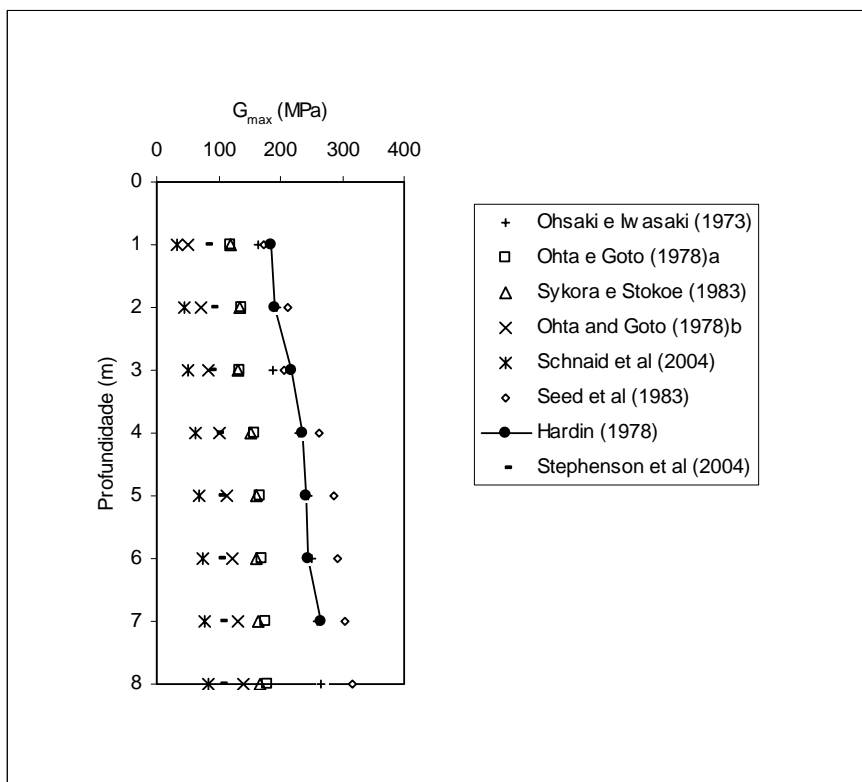


Figura 4.1 - Estimativas do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir de correlações com o índice de resistência à penetração da sondagem à percussão (SPT).

Tabela 4.3 - Faixa de variação encontrada para a estimativa de G_{max} ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios à percussão (SPT).

Prof (m)	Faixa de variação de G_{max} (MPa)
1	33,9 - 186,0
2	45,6 - 211,5
3	51,7 - 217,9
4	61,6 - 261,2
5	68,4 - 286,1
6	73,2 - 292,3
7	78,1 - 304,8
8	82,8 - 317,2

Vale observar que os dados disponíveis permitiram a utilização da proposta de Hardin (1978) apenas até a profundidade de 7m.

Tabela 4.4 - Variação de G_{max} com a profundidade considerando como limite inferior a proposta de Hardin (1978).

Prof (m)	Faixa de variação de G_{max} (MPa)
1	186
2	192,2 - 211,5
3	217,9
4	235,7 - 261,2
5	242,3 - 286,1
6	245,7 - 292,3
7	267,1 - 304,8

4.1.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS (PMT)

Alguns autores têm buscado correlacionar o módulo de deformação cisalhante (G_{max}) com os parâmetros obtidos por meio de ensaios pressiométricos. Para Kaltesiotis et al (1990) são válidas as seguintes correlações:

$$G_{max} = 138.p_l^{1,42} \quad (4.2)$$

e

$$G_{max} = 45.G_i \quad (4.3)$$

onde p_l é a pressão limite, G_i é o módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial e G_{max} , p_l e G_i estão expressos em MPa.

Uma outra proposta para a estimativa do módulo de deformação cisalhante (G_{max}) de areias a partir dos resultados de ensaios pressiométricos utilizada nesta tese é a apresentada por Byrne et al. (1990). Por essa proposta, a determinação do G_{max} é realizada a partir da relação entre a pressão do início do descarregamento e a tensão horizontal no repouso (P_c'/P_o') e da relação entre a variação da pressão na descarga e a pressão do início do descarregamento ($\Delta P_c'/P_c'$). A determinação de G_{max} é feita, obtendo-se no gráfico da Figura 4.2, a relação G_{ur}/G_{max} . O valor de G_{ur} é a metade da

inclinação do ciclo de descarga-recarga, em um gráfico pressão versus deformação da cavidade, e, em gráficos do tipo pressão versus expansão volumétrica, pode ser obtido a partir das Eq. 3.15 e 3.16.

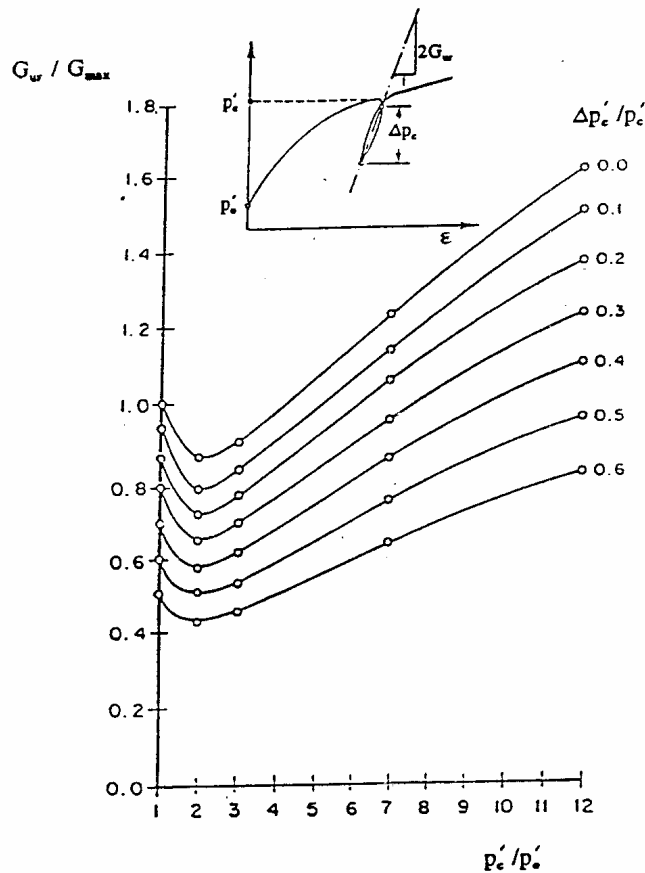


Figura 4.2 – Determinação de G_{max} (Byrne et al em 1990, citado por Cunha, 1997).

O gráfico da Figura 4.3 apresenta as estimativas de G_{max} a partir da utilização das propostas de Byrne et al. (1990) e de Kaltesiotis et al. (1990), ao longo da profundidade. Vale mencionar que, para a utilização da proposta de Kaltesiotis et al. (1990), utilizou-se os valores médios da pressão limite (p_l) dos furos PMT1 e PMT2 em cada profundidade ensaiada obtidos a partir da interpretação tradicional, já que a forma racional não permite a obtenção de p_l . Quanto ao módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial (G_i), foram utilizados os valores médios dos furos PMT1 e PMT2, em separado, de G_i , obtido da forma convencional e de G_e , pela forma racional. No entanto, conforme já foi discutido anteriormente, o valor do módulo de cisalhamento elástico, G_e , corresponde ao G_{ur} , obtido pela forma tradicional e, portanto, estimativas de G_{max} a partir de G_i utilizando-se em seu lugar valores de G_e não são compatíveis e, por isso, não serão apresentadas. Por outro lado, utilizou-se na proposta de Byrne et al. (1990) os valores de G_e no lugar de G_{ur} , já que os mesmos são correspondentes.

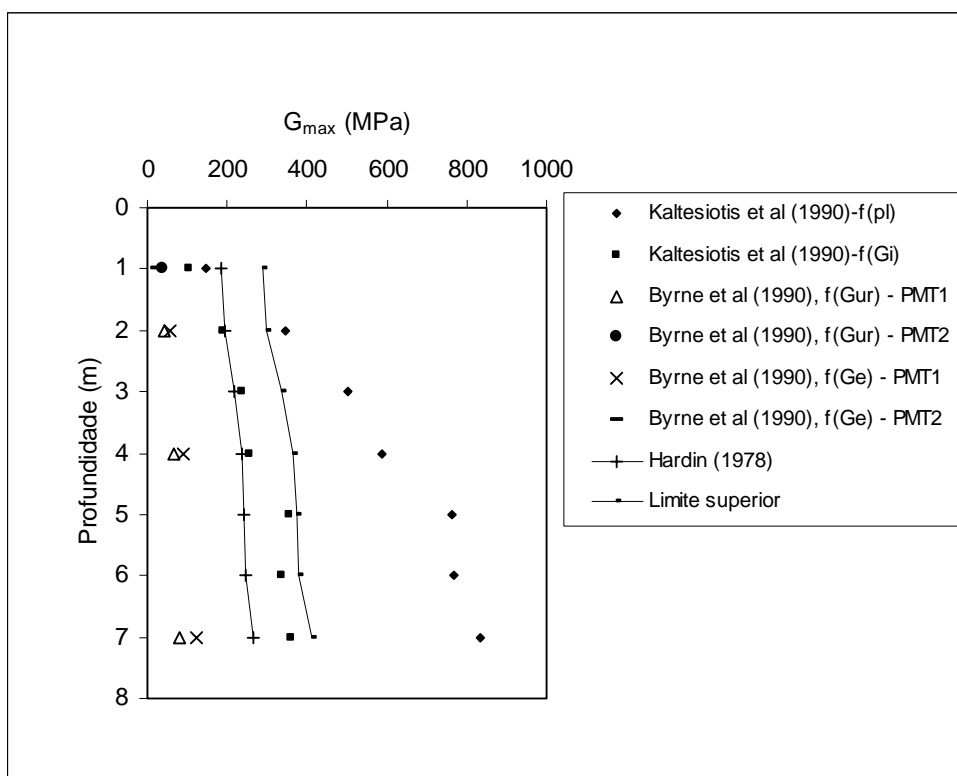


Figura 4.3 – Estimativa de G_{max} a partir dos resultados de ensaios pressiométricos.

Na Figura 4.3, observa-se que a proposta de Byrne et al. (1990) proporcionou os menores valores de G_{max} e a proposta de Kaltesiotis et al. (1990), como uma função da pressão limite os maiores. Os valores de G_{max} estimados por Byrne et al. (1990), utilizando os resultados do furo PMT2 nas profundidades de 2 e 4m não foram apresentados pelo inadequado aspecto dos laços de descarga-recarga obtidos com a realização dos ensaios. A utilização de G_e no lugar de G_{ur} não proporcionou diferenças significativas nas estimativas de G_{max} que, em todas as profundidades, foram inferiores aos valores de G_{max} obtidos pela proposta de Hardin (1978).

Barros (1990) obteve a partir da realização de ensaios de coluna ressonante em corpos de prova reconstituídos de solos arenosos estimativas de, no máximo, 55% superiores aos valores obtidos pela expressão de Hardin (1978). Dessa forma, adotando-se como limite superior para G_{max} os valores de Hardin (1978) acrescidos de 55%, verifica-se que a expressão de Kaltesiotis et al. (1990), em função da pressão limite, proporcionou estimativas de G_{max} fora da faixa adotada (Figura 4.3). Além disso, é reconhecida a dificuldade em se correlacionar um módulo de deformação com uma

propriedade de resistência. Dessa forma, conclui-se que dentre as propostas com base em ensaios pressiométricos, a expressão de Kaldesiotis et al. (1990), a partir de uma função do módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial, G_i , obtido da forma tradicional é a mais coerente com relação à faixa de variação adotada.

A literatura destaca o ensaio de coluna ressonante como o ensaio de laboratório mais amplamente utilizado para a avaliação das propriedades dinâmicas dos solos (Tatsuoka et al., 1979 e Barros, 1990). Segundo Barros (1990), o ensaio permite resultados bastante precisos para deformações cisalhantes desde 10^{-4} % até próximas a 10^{-1} %.

Vale destacar que a 1m de profundidade todas as propostas utilizadas estimaram valores de G_{max} inferiores ao estimado por Hardin (1978), ou seja, 186 MPa.

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores estimados para G_{max} a partir dos ensaios pressiométricos, descartando-se as estimativas inferiores àquelas de Hardin (1978).

Tabela 4.5 - Variação de G_{max} com a profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), descartando-se as estimativas inferiores àquelas obtidas a partir da proposta de Hardin (1978).

Prof (m)	Faixa de variação de G_{max} (MPa)
1	186
2	192,2 - 346,5
3	251,9 - 503,3
4	235,7 - 586,4
5	374,4 - 764,9
6	345,2 - 768,1
7	267,1 - 834,1

Vale comentar ainda que os valores de G_{ur} utilizados para estimativa de G_{max} a partir da proposta de Byrne et al. (1990) foram obtidos a partir das Eq. 3.15 e 3.16 (Tabelas 3.19 e 3.20).

Adotando o mesmo critério para as propostas que utilizam os resultados de ensaios à percussão, ou seja, o limite inferior dado pela expressão de Hardin (1978) e para o limite superior a expressão de Hardin (1978) acrescida de 55%, verifica-se que apenas a proposta de Seed et al. (1983) apresentou estimativas de G_{\max} inseridas dentro da faixa adotada.

4.1.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

A Figura 4.5 mostra a variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{\max}) ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT). As sondagens à percussão (SPT) proporcionaram uma faixa de valores inferior à faixa estimada a partir dos ensaios pressiométricos. Tomando como base os valores estimados a partir da proposta de Hardin (1978), verifica-se que os valores de G_{\max} de Hardin praticamente coincidem com a região limite entre as duas faixas obtidas por meio dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT). Adotando como limite inferior a proposta de Hardin (1978), verifica-se que os valores do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{\max}) tendem a ser subestimados quando determinados por propostas que utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), com exceção da proposta de Seed et al. (1983).

Entre todas as propostas utilizadas neste estudo que utilizam o índice de resistência da sondagem à percussão (SPT), a expressão de Seed et al. (1983), foi a que apresentou estimativas de G_{\max} mais coerentes. Já dentre as que utilizam os resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), a proposta de Kaltesiotis et al. (1990) – $f(G_i)$ foi a que apresentou resultados mais concordantes com relação à proposta de Hardin (1978) e o limite superior adotado. Pela observação da Figura 4.5, verifica-se que os valores médios de G_{\max} determinados a partir de todas as propostas são bastante próximos dos valores de G_{\max} estimados pelas propostas de Hardin (1978), de Seed et al. (1983) e de Kaltesiotis et al. (1990) – $f(G_i)$. Verifica-se também um aumento praticamente linear de G_{\max} com a profundidade.

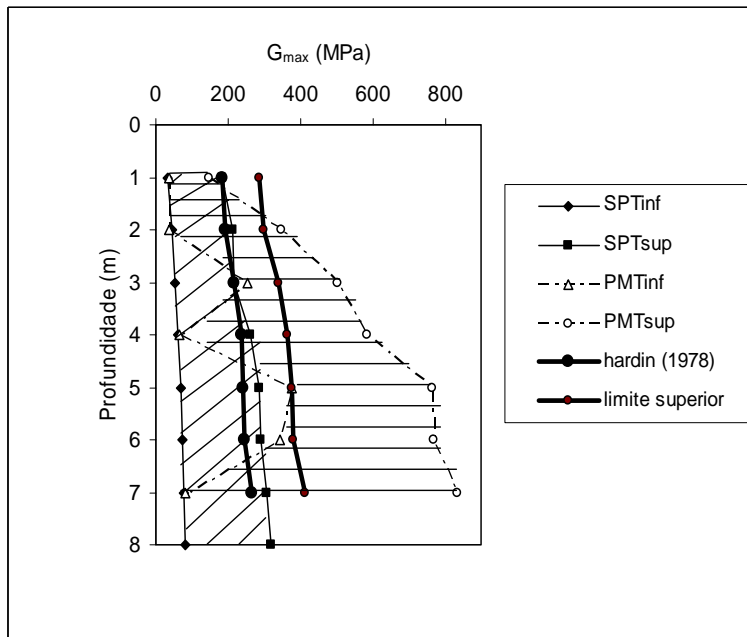


Figura 4.4 – Comparação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) ao longo da profundidade a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) e das sondagens à percussão (SPT).

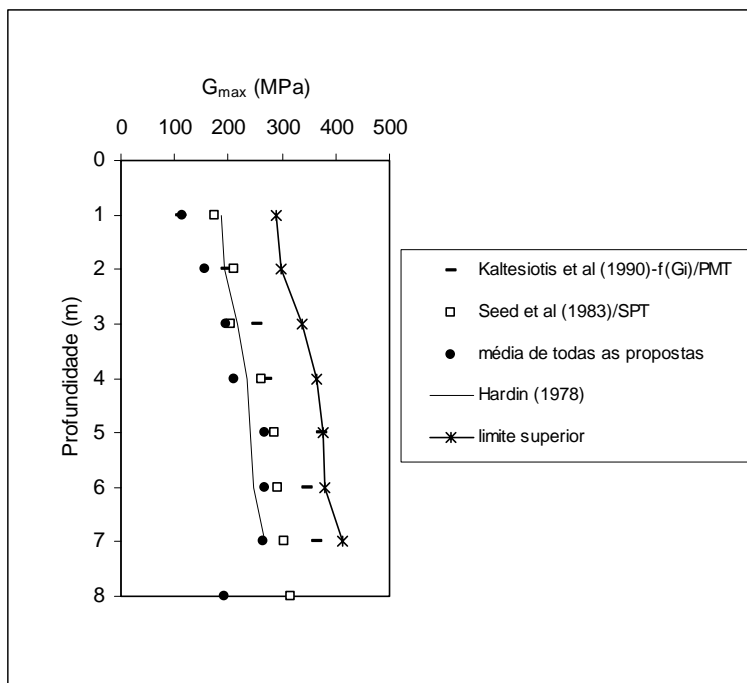


Figura 4.5 – Propostas para a estimativa de G_{max} mais concordantes com relação à proposta de Hardin (1978).

A Tabela 4.6 mostra a faixa de variação das estimativas do módulo de deformação cisalhante (G_{max}) realizadas a partir das propostas de Kaltesiotis et al. (1990) – $f(G_{pm})$ e de Seed et al. (1983). Vale destacar que para o estabelecimento da faixa de variação de G_{max} , adotou-se como limite inferior a proposta de Hardin (1978), de forma que os valores estimados abaixo dos apresentados via metodologia de Hardin (1978) foram descartados. O limite superior foi estabelecido descartando-se todos os valores estimados 55% superiores aos valores obtidos a partir da expressão de Hardin (1978).

Tabela 4.6 - Faixa de variação do módulo de deformação cisalhante (G_{max}) a partir dos ensaios pressiométricos e sondagens à percussão realizadas.

Prof (m)	Faixa de variação de G_{max} (MPa)
1	186
2	197,2 - 211,5
3	217,9 - 251,9
4	261,2 - 271,8
5	286,1 - 374,4
6	292,3 - 345,2
7	304,8 - 365,7

A partir dos resultados apresentados na Tabela 4.6 estima-se que a faixa de variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) do solo de apoio do aerogerador estudado seja, em média, de 260 a 303 MPa. Vale destacar que como a fundação analisada está assente a 1,5m, o valor de G_{max} referente ao primeiro metro de profundidade foi desconsiderado.

4.1.4 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE DEFORMAÇÃO NO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO CISALHANTE

No item 2.4.3.1.1 iniciou-se a discussão sobre a influência do nível de deformação no valor do módulo de deformação cisalhante. A literatura indica (Barros e Hachich, 1998) que o valor do módulo de deformação cisalhante pode reduzir em mais de dez vezes ao se passar de uma amplitude de deformação cisalhante da ordem de $10^{-3}\%$ para 1%. Para verificar essa afirmativa, as propostas de Seed e Idris (1970), Edil e Luh (1978) e de Shibata e Soelano (1975) serão utilizadas.

A proposta de Seed e Idris (1970) relaciona G/G_{\max} com a deformação cisalhante, sendo indicada para areias. Apesar de não considerar o efeito da pressão confinante, foi definida para pressões de 20 a 400 kPa (que é a mesma faixa de interesse do presente estudo) e, portanto, será aqui utilizada. Na Figura 4.6 apresenta-se a proposta de Seed e Idris (1970).

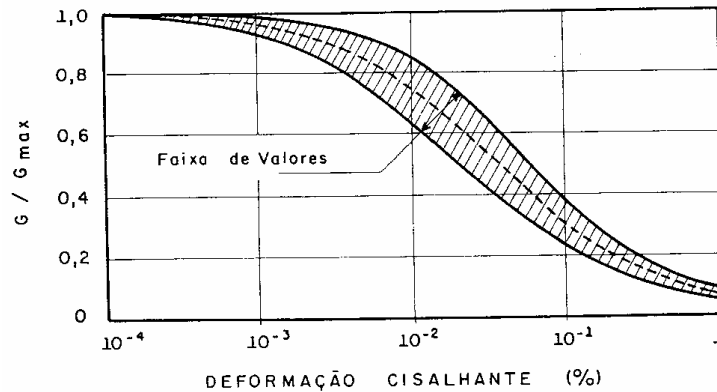


Figura 4.6 – Faixa de variação de G/G_{\max} com a deformação cisalhante para areias (Seed e Idris, 1970).

A relação proposta por Edil e Luh (1978), válida para areias secas de granulometria uniforme, com pressões de confinamento variando de 25 a 300 kPa, é apresentada a seguir:

$$G/G_{\max} = 1,004 - 3,454 \cdot \gamma(\%) \quad (4.4)$$

onde $\gamma(\%)$ é a deformação cisalhante e está expressa em porcentagem.

A proposta de Shibata e Soelano (1975) apresentada a seguir, considera a pressão confinante efetiva (σ_o), assim:

$$G/G_{\max} = \frac{1}{1 + 26,30 \cdot \left[\frac{\gamma(\%)}{\sigma_o^{0,5}} \right]} \quad (4.5)$$

onde $\gamma(\%)$ é a deformação cisalhante e está expressa em porcentagem e σ_o em kPa.

Na Tabela 4.7 mostram-se os valores do módulo de deformação cisalhante (G) para os níveis de deformação de 10^{-5} , 10^{-3} e 1%, obtidos a uma profundidade de 5 metros abaixo da superfície natural do terreno. Neste caso, adotou-se a proposta de Kaldesiotis et al. (1990) para a estimativa de G_{max} como uma função do módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial, G_i .

Tabela 4.7 – Variação de G com o nível de deformação.

γ (%)	G (MPa)		
	Seed e Idris (1970)	Edil e Luh (1978)	Shibata e Soelano (1975)
10^{-1}	112,3	246,6	298,6
10^{-3}	322,0	374,6	373,4
10^{-5}	374,4	375,9	374,4

Nota: $G_{max} = 374,37$ MPa e $\sigma_o = 107,5$ kPa.

Vale comentar que adotou-se para a pressão confinante efetiva (σ_o) o valor de 107,5 kPa que foi obtido pela média da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) dos ensaios pressiométricos (PMT1 e PMT2) pelo método de interpretação racional.

Pela Tabela 4.7 observa-se que a variação de G na faixa de 10^{-3} a $10^{-5}\%$ de deformação cisalhante é, conforme indicações prévias da literatura, praticamente nula quando estimados pelas propostas de Edil e Luh (1978) e de Shibata e Soelano (1975). A exceção ocorreu com a proposta de Seed e Idris (1970), que apresentou uma variação de 16%. Dessa forma, pode-se concluir que, projetos de máquinas rotativas, cuja escala de amplitudes da deformação cisalhante situa-se entre 10^{-3} e $10^{-5}\%$, podem ser realizados utilizando-se o módulo de deformação cisalhante máximo.

Por outro lado, para níveis de deformação cisalhante na faixa entre 10^{-1} e $10^{-3} \%$, o módulo de deformação cisalhante, G, varia entre 28 e 187%. Dessa forma, projetos de engenharia com níveis de deformação situados nessa faixa, como estruturas off-shore e sujeitas a terremotos, devem ser realizados utilizando o módulo de deformação cisalhante, G, compatível com o nível de deformação imposto.

A Figura 4.7 apresenta as curvas de redução do módulo, G versus γ , para o solo estudado às profundidades de 2, 5 e 7m. A estimativa de G_{\max} foi realizada através da proposta de Kaltesiotis et al. (1990), como uma função do módulo de deformação cisalhante pressiométrico inicial, G_i . A variação do módulo cisalhante com a deformação foi estimada pela proposta de Shibata e Soelano (1975) por ser, dentre os métodos utilizados, o único a considerar o efeito da pressão confinante efetiva.

Pela Figura 4.7 observa-se mais uma vez que a redução do módulo ocorre, de maneira considerável, para valores de deformação cisalhante superiores a $10^{-3}\%$. Observa-se ainda que, o módulo cisalhante é praticamente o mesmo para as profundidades de 5 e 7m. As maiores reduções no módulo foram de 5,5 vezes e ocorreram para a profundidade de 2m.

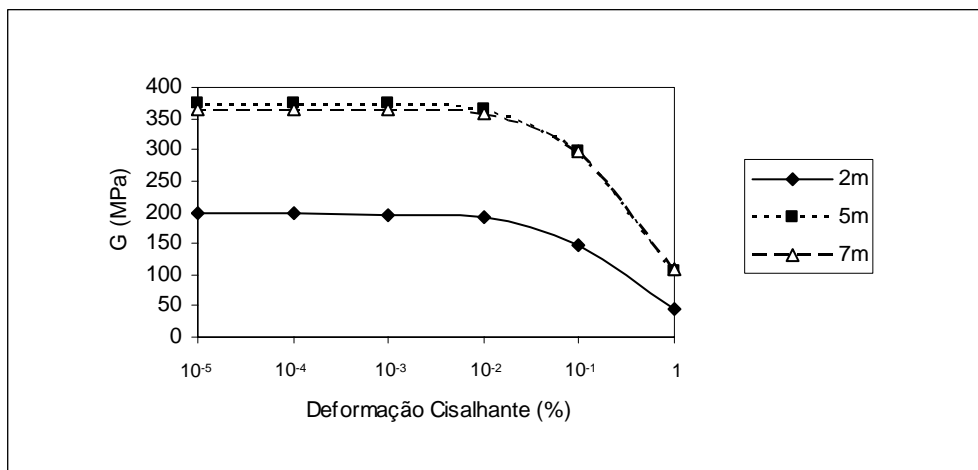


Figura 4.7 – Curva de redução do módulo G do solo estudado, às profundidades de 2, 5 e 7m.

Para verificar a possibilidade da estimativa diretamente de G_{\max} a partir das equações propostas por Seed e Idris (1970), Edil e Luh (1978) e de Shibata e Soelano (1975), plotou-se, na Figura 4.8, os valores estimados de G_{\max} tomando como base a proposta de Hardin (1978).

Para a construção do gráfico da Figura 4.8 utilizou-se os valores do módulo de deformação cisalhante (G) obtidos a partir dos ensaios pressiométricos interpretados pela forma tradicional (G_i) e pela forma racional (G_e) e a deformação cisalhante imposta durante a execução dos ensaios que é de $10^{-1}\%$ (Tabela 2.6). Adotou-se para a pressão

confinante efetiva (σ_o) ao longo da profundidade os valor médios da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) dos ensaios pressiométricos (PMT1 e PMT2) pelo método de interpretação racional.

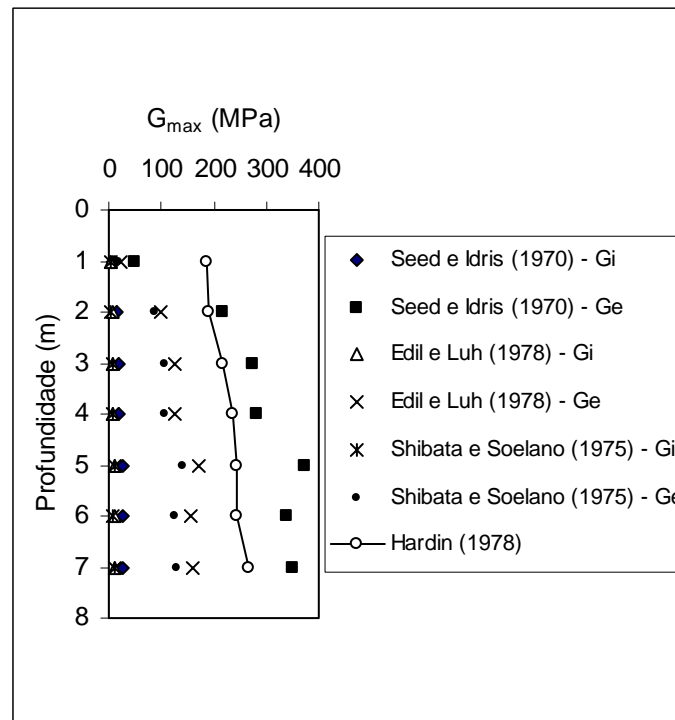


Figura 4.8 – Estimativa de G_{max} a partir de Seed e Idris (1970), Edil e Luh (1978) e de Shibata e Soelano (1975).

Pela Figura 4.8 observa-se que apenas a proposta de Seed e Idris (1970) apresentou valores superiores aos valores estimados pela equação de Hardin (1978), exceto no primeiro metro de profundidade. A dificuldade na estimativa de G_{max} , a partir das equações citadas que dependem exclusivamente da deformação cisalhante, com exceção da proposta de Shibata e Soelano (1975), está diretamente relacionada ao fato de que G_{max} depende de diversos fatores além da deformação cisalhante, conforme já discutido no Capítulo 2.

4.2 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE MONITORAÇÃO ESTRUTURAL REALIZADOS

Neste item apresentam-se as análises realizadas a partir dos resultados obtidos com a monitoração do aerogerador de nº 7 da usina eólica da Taíba-CE (item 3.3). Apresentam-se inicialmente os procedimentos adotados para a estimativa dos esforços de pico atuantes nas fundações do aerogerador estudado, com base na extrapolação direta dos valores medidos em campo, durante a semana de ensaio. Em seguida, apresenta-se uma simulação numérica realizada para a obtenção dos mesmos esforços, sendo que a estimativa dos esforços estáticos devidos ao vento é obtida a partir das recomendações da Norma NBR 6123/87 (ABNT, 1987). Por fim, os resultados obtidos pelas três formas são comparados.

As análises realizadas para determinação dos esforços atuantes no aerogerador estudado a serem apresentadas nos itens seguintes foram determinadas de forma simplificada a partir da aproximação da carga de vento estática equivalente. Segundo Carvalho (1990), esse procedimento é válido desde que as frequências naturais da estrutura sejam suficientemente elevadas em relação às frequências predominantes do espectro de potência do vento, para se evitar ressonância.

4.2.1 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS POR EXTRAPOLAÇÃO

As condições de vento que ocorreram durante a semana de realização dos ensaios de monitoramento possibilitaram a obtenção de esforços (cortante e momento) associados aos esforços provenientes da ação do vento. Isso possibilitou a extrapolação direta dos valores de pico dos esforços atuantes por meio de regressão simples. Vale observar que considerou-se como velocidade máxima do vento o valor constante de 25m/s ao longo de toda a altura do aerogerador que, segundo informações fornecidas pelo fabricante do aerogerador estudado, corresponde à velocidade máxima de operação do equipamento (capacidade).

As Figuras 4.9 e 4.10 mostram os resultados dos gráficos utilizados para a obtenção do esforço cortante e do momento fletor de pico, respectivamente, com base na extrapolação direta dos dados obtidos com a monitoração estrutural.

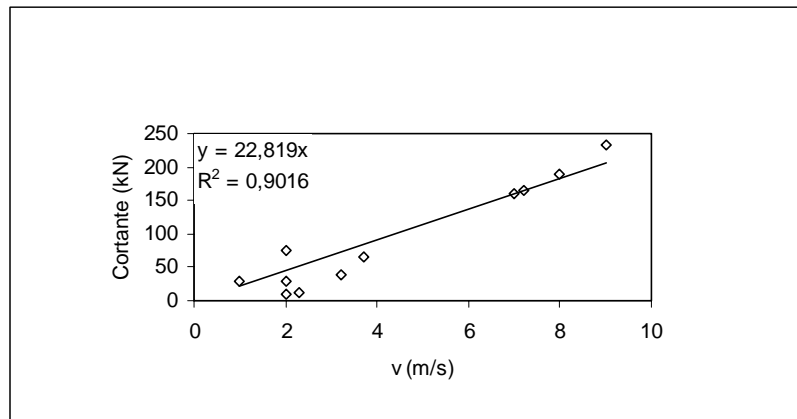


Figura 4.9 – Gráfico esforço cortante na base x velocidade medida do vento.

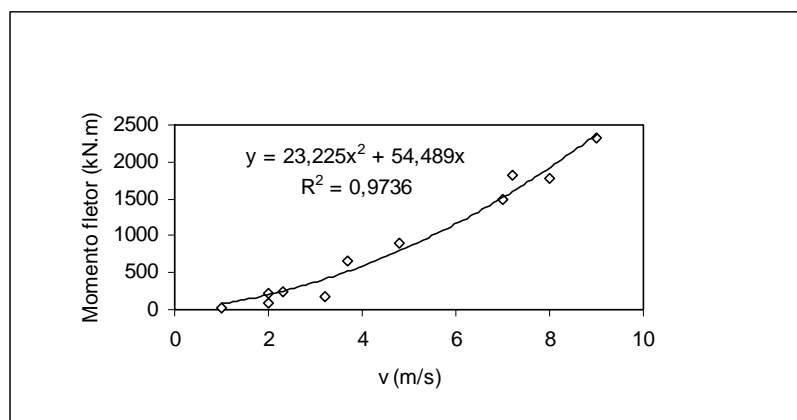


Figura 4.10 – Gráfico momento fletor na base x velocidade medida do vento.

Vale observar que os gráficos das Figuras 4.9 e 4.10 foram construídos a partir de medidas realizadas nos períodos 1, 2 e 3 adotando-se, no ajuste, a função que melhor representasse a relação entre a velocidade do vento e os esforços atuantes (cortante e momento fletor na base). Alguns pontos dispersos foram retirados para possibilitar a correlação.

Para o esforço cortante (Figura 4.9), o melhor ajuste foi obtido utilizando-se uma função linear. Neste caso, a estimativa da resultante da força do vento máximo de projeto (25 m/s) indicou um valor de 570 kN. Multiplicando-se 570 kN pelo braço de alavanca (46,2m), conforme determinado no item 4.3.2, estima-se o valor de 26334 kNm para o momento fletor atuante nas fundações.

Para o momento fletor (Figura 4.10), o melhor ajuste foi obtido utilizando-se uma função tipo polinomial do 2º grau. Neste caso, a estimativa do momento fletor máximo foi de 15878 kNm. Dividindo-se 15878 kNm pelo braço de alavanca (46,2m), obtém-se o valor de 343,7 kN para o esforço horizontal atuante nas fundações.

Os coeficientes de determinação (R^2), obtidos a partir dos dados de esforço cortante e momento fletor, foram de 0,90 e 0,97, respectivamente.

4.2.2 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS POR SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Para a realização das estimativas dos esforços nas fundações do aerogerador estudado por meio de simulação numérica, é necessário conhecer o comportamento global da estrutura, incluindo torre e fundação. Tal estimativa foi obtida por Ferreira (2003) por meio de modelagem numérica da torre, e considerando uma velocidade do vento de pico de 35 m/s. Vale observar que a velocidade do vento máxima de operação do aerogerador estudado é de 25 m/s, dessa forma as estimativas realizadas por Ferreira (2003) serão interpoladas linearmente para a velocidade de interesse, ou seja, 25 m/s.

O cálculo de esforços em uma estrutura submetida a excitações dinâmicas é tarefa complexa. A forma mais eficiente e segura de realizar tal tarefa é a de se utilizar as ferramentas existentes de simulação numérica em computador. Tais programas são, em geral, implementações do método dos elementos finitos. Este método é baseado em uma discretização nos domínios de definição do problema, i.e. espaço e tempo, e na aproximação da resposta por funções de interpolação. A referida discretização consiste em uma divisão do domínio (geometria da estrutura) em sub-domínios ou “elementos”. Estes elementos são definidos pelos seus vértices, ou nós da malha.

Nas seções seguintes trata-se resumidamente das etapas envolvidas no trabalho de simulação numérica realizado por Ferreira (2003).

A forma geométrica a ser modelada foi obtida a partir de dimensões do aerogerador apresentadas no Capítulo 3. A geometria, gerada em um programa do tipo CAD, foi exportada em formato compatível com o programa de elementos finitos

utilizado (SAP). A Figura 4.11 mostra um detalhe da malha de elementos finitos gerada próximo à base da torre.

A torre tem a forma de tronco de cone com eixo vertical, tendo 2,5m de diâmetro na base inferior, onde se engasta na fundação, e 1,2m de diâmetro no topo, onde recebe a base da nacelle, e uma altura de 44m. A discretização realizada resultou em 4800 elementos distribuídos uniformemente em 120 faixas horizontais de 40 elementos.

Para o material da torre, aço, foram adotadas as seguintes características:

- Módulo de elasticidade: $1,999E+11$ N/m²;
- Massa específica: $7826,7$ kg/m³;
- Peso específico: zero;
- Coeficiente de Poisson: 0,3;

A equação do movimento de um sistema forçado com um grau de liberdade (Eq. 2.55) apresenta a massa, que compõe a inércia do movimento, independente da força de excitação, que neste caso é o peso da própria estrutura. Dessa forma, a massa do sistema vibrante recebeu um valor numérico sendo considerada nos próprios elementos da malha enquanto o peso, que não teve valor numérico associado, foi distribuído ao longo dos nós.

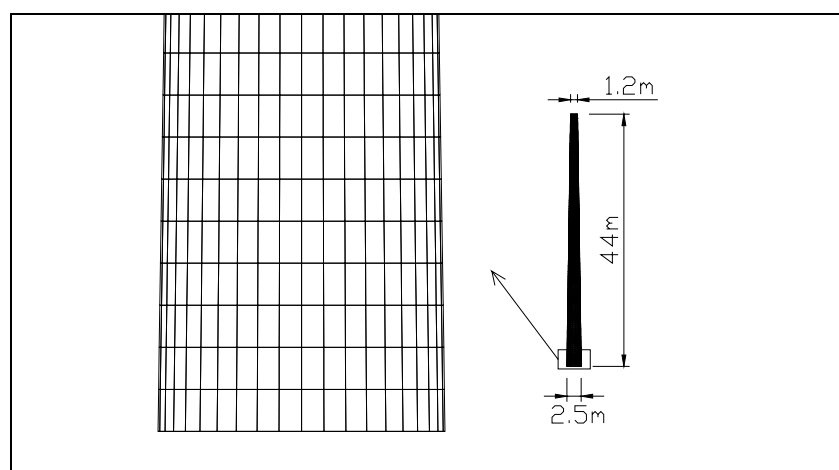


Figura 4.11 - Detalhe da base da malha de elementos finitos.

O tipo de elemento usado é o elemento de casca, quadrilátero de quatro nós, com espessura de 2,54cm. Os nós da base tiveram seus deslocamentos de translação restritos totalmente na direção horizontal ($u_x=0$ e $u_y=0$). Na direção vertical foram considerados apoios elásticos, tipo mola elástica, com rigidez definida por:

$$u_z = C_z \cdot R_z \quad (4.6)$$

onde C_z é a flexibilidade da mola.

A massa dos elementos constituintes da torre já é considerada no próprio material. Para modelar a estrutura da melhor forma possível, foram consideradas as massas do conjunto nacele/gerador e da fundação em concreto. A massa da nacele tem valor de 26500 kg e foi posicionada no centro da circunferência no topo da torre (Figura 4.12). Para isso foi criado um nó nesta posição. A ligação desse nó com o bordo superior da torre foi feita através de 40 elementos de barra. A estas barras foram atribuídas as seguintes propriedades:

- Módulo de elasticidade: $2E+11 \text{ N/m}^2$;
- Massa específica: zero;
- Peso específico: zero;
- Coeficiente de Poisson: 0,3;
- Inércia no eixo horizontal: $4166,667 \text{ m}^4$;
- Inércia no eixo vertical: $1041,667 \text{ m}^4$;

Esta rigidez alta visa simular a rigidez conferida a esta seção pela estrutura da nacele.

A massa da fundação tem valor de 303750 kg e foi distribuída uniformemente entre os 40 nós da base, como pode ser visto na Figura 4.13. Como os deslocamentos horizontais nestes nós estão restritos, a massa foi considerada apenas na direção vertical (z, neste modelo).

Além das massas foi necessário aplicar as forças a elas correspondentes. O valor das massas é utilizado para formação da matriz de massa que é parte da formulação dinâmica do problema. Para que o valor da reação vertical resultante na seção da base fosse recuperado, foi necessário introduzir o valor das forças correspondentes às massas da torre (35900 kg nos 4800 nós acima da base), fundação (303750 kg nos 40 nós da base) e nacele (26500 kg no nó central). A taxa de amortecimento da estrutura no primeiro modo de vibração utilizada foi de 0,5%, valor este que foi usado no modelo.

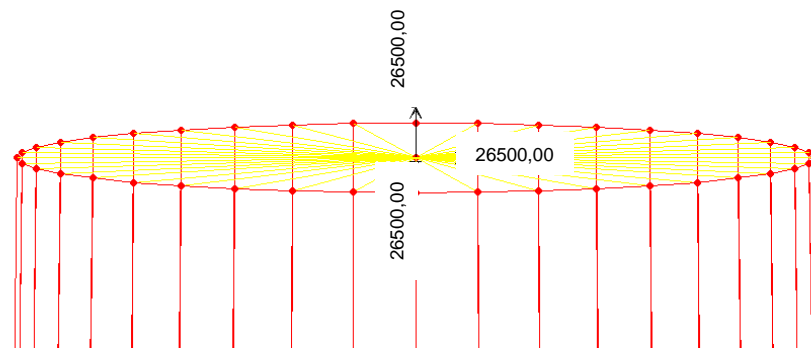


Figura 4.12 - Massa da nacele no centro da seção de topo da torre e barras de ligação à torre.

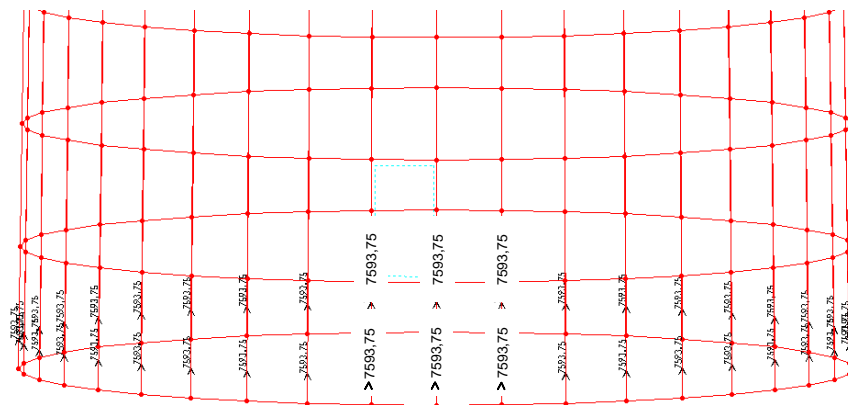


Figura 4.13 - Massas relativas à fundação em concreto, consideradas na direção vertical nos nós da base.

Uma vez definida a geometria, os materiais e as massas, passou-se a ajustar o valor da rigidez dos apoios elásticos na base da torre para que o modelo reproduzisse a frequência natural de vibração, a qual foi caracterizada a partir de medições feitas diretamente na torre (“real”) por meio do monitoramento estrutural (item 3.3). Tal frequência era de 0.5 Hz. Após várias tentativas chegou-se a um valor de período (inverso da frequência) de 2.0034 s, para uma rigidez de 50750 mkN.

No modelo simulado a carga de vento (horizontal) é aplicada no topo da torre, na direção Y, e as cargas de peso próprio são todas axi-simétricas. Portanto as reações geradas na base formarão um momento fletor na direção X, havendo simetria destas em relação ao eixo Y. Além de simetria, as reações variam linearmente com Y.

O valor do esforço normal na base é dado pela soma simples das reações nas molas. Em todos os casos o valor do esforço normal é 3590.46 kN. O valor do momento fletor é calculado pela soma dos produtos destas reações pela sua distância ao eixo X. Dessa forma, o momento fletor estimado na simulação é de 2318,8 kNm para a condição de vento de 8 m/s e de 44382,8 kNm para a condição de vento de pico de 35 m/s. Dividindo-se o momento de pico, 44382,8 kN.m, pelo braço de alavanca, 44m, estima-se um esforço horizontal máximo de 1008,7 kN.

Interpolando os valores de 8 e 35 m/s, estima-se que o momento fletor correspondente à velocidade do vento máxima de operação do aerogerador, 25 m/s, seja 28804 kNm e que o esforço horizontal máximo seja 655 kN.

4.2.3 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS PELA NORMA BRASILEIRA 6123/87 (ABNT, 1987)

A determinação das forças estáticas devidas ao vento pela NBR 6123/87 (ABNT, 1987) é realizada, inicialmente, a partir da obtenção da velocidade básica do vento (v_o) adequada ao local onde a estrutura será construída, que pela Figura 2.6 é igual a 30 m/s.

A velocidade característica do vento (v_k) é estimada em 31,6 m/s e foi determinada em função da velocidade básica do vento utilizando-se a seguinte equação:

$$v_k = v_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.7)$$

onde $S_1 = 1,0$ é o fator topográfico, $S_2 =$ é um fator que leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura

acima do terreno e das dimensões da edificação (categoria II, classe C) e S_3 é um fator topográfico, baseado em conceitos estatísticos e que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

No entanto, como a velocidade máxima de operação do aerogerador estudado é de 25 m/s, este será o valor de v_k adotado nos cálculos.

A velocidade característica do vento (v_k) permitiu estimar a pressão dinâmica (q) em $383,1 \text{ N/m}^2$ a partir da seguinte expressão:

$$q = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (4.8)$$

Pela NBR 6123/87 (ABNT, 1987), a força de arrasto (F_a) deve ser obtida por:

$$F_a = C_D \cdot q \cdot A_e \quad (4.9)$$

Considerando a pressão dinâmica $q = 383,1 \text{ N/m}^2$, a área frontal efetiva $A_e = 1451,4 \text{ m}^2$ e o valor de 1,0 para o coeficiente de arrasto (C_D), estima-se pela NBR 6123/87 que a força de arrasto seja igual a 556 kN. Multiplicando-se 556 kN pelo braço de alavanca (46,2m), a partir da NBR 6123/87 (ABNT, 1987) estima-se o valor de 25687 kNm para o momento atuante nas fundações do aerogerador.

Vale observar que a Norma NBR 6123/87 não se aplica à situação em exame pois além da velocidade característica do vento (v_k) ter sido adotada como sendo igual a velocidade máxima de operação do aerogerador, de 25 m/s, não há indicações de valores de C_D para estruturas de aerogeradores. Dessa forma, adotou-se o valor do coeficiente de arrasto recomendado na própria NBR 6123/87, correspondente a um cilindro com rugosidades ou saliências igual a dois por cento do seu diâmetro ($C_D = 1,0$). Para efeito de determinação de C_D , uma outra alternativa seria considerar a estrutura do aerogerador como um cilindro liso de seção constante, neste caso C_D seria igual a 0,6 e a força de arrasto valeria 334 kN. Na opinião do autor desta Tese, um $C_D = 0,6$ não corresponderia à realidade já que ensaios em túnel de vento estimaram valores de C_D de 1,27, cujos valores mais elevados são justificados pela presença das pás do aerogerador.

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ESTRUTURAIS REALIZADOS EM TÚNEL DE VENTO

Neste item apresentam-se as análises realizadas a partir dos resultados dos ensaios realizados em túnel de vento. Inicialmente, são mostrados os procedimentos adotados para a determinação do coeficiente de arrasto, em seguida apresentam-se os procedimentos seguidos para a determinação do ponto de aplicação da força de arrasto e dos esforços atuantes por meio do modelo reduzido. Por fim, os esforços determinados são comparados com os resultados estimados por meio de extrapolação e por simulação numérica.

4.3.1 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO (C_D)

A determinação do coeficiente de arrasto (C_D) foi feita com um modelo reduzido do aerogerador na escala 1:200, que foi posicionado a uma distância de 3400mm da saída do ventilador do túnel de vento, utilizando-se da balança aerodinâmica horizontal e considerando-se válida a seguinte expressão:

$$C_D = \frac{F_a}{1/2 \rho u^2 \cdot A} \quad (4.10)$$

onde F_a é a força de arrasto, ρ é a massa específica do ar ($1,2 \text{ kg/m}^3$), u é a velocidade do escoamento e A é a área molhada do aerogerador.

O modelo foi engastado em uma base de madeira móvel conectada a uma mola linear ($k = 3,9706 \text{ N/m}$). A base linear foi feita livre para permitir movimentos de deslizamentos.

A Figura 4.14 mostra o modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento.

Pela Lei de Hooke, o cálculo da força de arrasto pode ser feita a partir da deflexão da mola, logo:

$$F_d = k \cdot x \quad (4.11)$$

onde k é a constante elástica da mola (3,9706 N/m) e x é a deflexão.



Figura 4.14 - Modelo reduzido do aerogerador montado no interior do túnel de vento.

Os ensaios foram realizados para diferentes velocidades de escoamento, possibilitando a obtenção de um gráfico relacionando C_D com o número de Reynolds (Re), definido por:

$$Re = \frac{u \cdot l}{\nu} \quad (4.12)$$

onde l é a altura do modelo até a nacele (220 mm), ν é a viscosidade cinemática do ar ($14,8 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) e u é a velocidade.

A Tabela 4.8 mostra os valores de C_D medidos com a balança horizontal e os correspondentes valores do número de Reynolds (Re) estimados.

A Figura 4.15 mostra, em forma gráfica, a variação do coeficiente de arrasto (C_D) com o número de Reynolds (Re). Extrapolando o valor de C_D em função de Re obtém-se valores demasiadamente elevados de cerca de 4,8. Dessa forma, será adotada no presente trabalho a média dos valores obtidos, que foi de 1,27. Esse valor, segundo

Freire (2003), está dentro dos limites esperados da faixa de Reynolds aqui adotada, ou seja, entre 0,33 e 1,2 para um cilindro.

Tabela 4.8 - Valores de C_D medidos com a balança horizontal.

v(m/s)	x (mm)	F_d (N)	C_D	Re	log Re
10,884	44,5	0,176693	1,022409	1330267	6,123939
11,425	50,2	0,199325	1,046726	1396389	6,145006
11,982	60,0	0,238237	1,137456	1464467	6,165679
12,592	68,3	0,271193	1,172393	1539022	6,187245
13,118	77,0	0,305738	1,217860	1603311	6,205018
13,738	86,5	0,343459	1,247415	1679089	6,225074
14,264	96,0	0,381180	1,284193	1743378	6,241392
14,848	106,8	0,424062	1,318491	1814756	6,258818
15,426	119,0	0,472504	1,361075	1885400	6,275404
15,979	128,5	0,510225	1,369764	1952989	6,290700
16,417	139,3	0,553107	1,406712	2006522	6,302444
16,827	147,0	0,583681	1,413012	2056633	6,313157
17,333	156,5	0,621402	1,417779	2118478	6,326024
17,493	159,7	0,634108	1,420424	2138033	6,330014

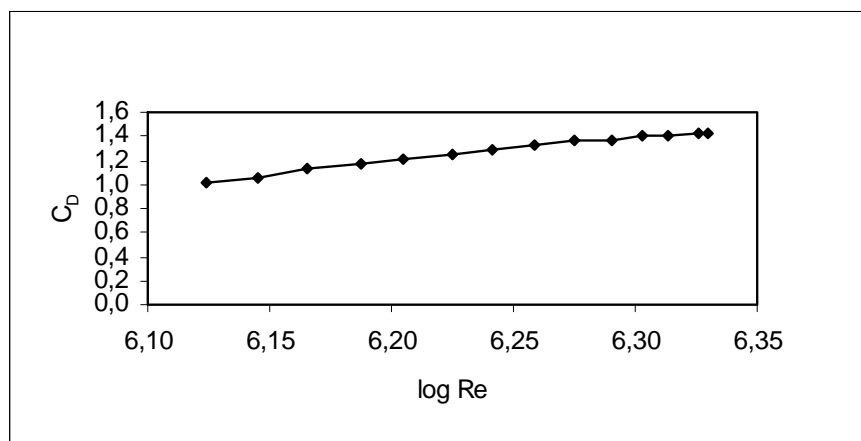


Figura 4.15 - Variação do coeficiente de arrasto (C_D) com o número de Reynolds (Re).

4.3.2 DETERMINAÇÃO DO PONTO DE APLICAÇÃO DA FORÇA DE ARRASTO (D)

A determinação do ponto de aplicação da força de arrasto foi feita a partir da obtenção do momento que esta força faz em relação à base do modelo. A medição do momento foi feita através de uma balança de momento, especialmente projetada para esta aplicação.

Prolongando a haste do aerogerador e pivoteando-a em um certo ponto, pode-se obter, através de uma mola linear com constante elástica conhecida conectada no extremo oposto da nacele, o momento aplicado sobre o modelo. A Figura 4.16 mostra o desenho esquemático e a Figura 4.17 mostra um detalhe da balança de momento sob o túnel.

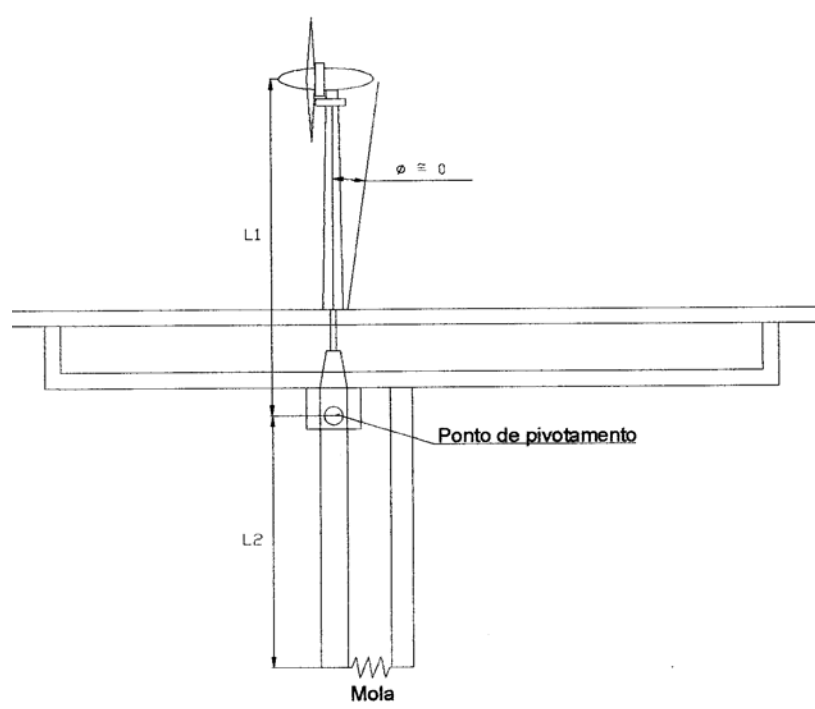


Figura 4.16 – Desenho esquemático da balança de momento.

Utilizando-se o equilíbrio de momentos, tem-se que:

$$F_d \cdot L_1 = (k \cdot x) \cdot L_2 \quad (4.13)$$

Onde:

k é a constante elástica da mola (11,9 N/m);

L_1 é a distância do ponto de aplicação da força de arrasto ao ponto de pivotamento;

L_2 é a distância do ponto de fixação da mola ao ponto de pivotamento;

x é a deflexão da mola.

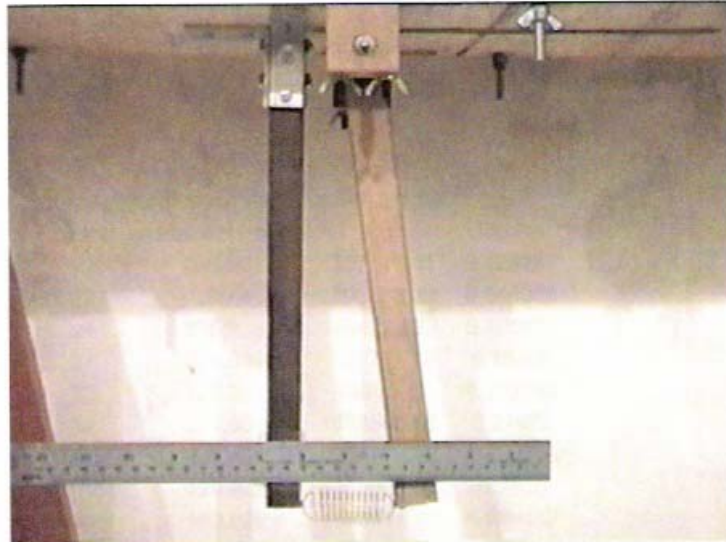


Figura 4.17 - Detalhe da balança de momento sob o túnel.

Vale observar que a Eq. (4.13) foi simplificada admitindo-se pequeno o ângulo da inclinação da haste em relação à vertical bem como o momento resultante devido às hastes.

Conhecidos os valores da força de arrasto (F_d) em função de C_D , da constante elástica da mola (k) e de L_2 , determinou-se L_1 a partir da deflexão (x) da mola utilizando-se a Equação 4.13. A Tabela 4.9 mostra os resultados obtidos para o cálculo do ponto de aplicação da força de arrasto.

Vale observar que a calibração da mola utilizada para o cálculo da força de arrasto foi feita aplicando-se um momento conhecido sobre o modelo a partir de uma conhecida força aplicada. Dessa forma, a deflexão da mola foi medida e obteve-se a constante elástica desta.

A Figura 4.18 mostra o gráfico utilizado para a determinação do ponto de aplicação da força de arrasto. Nela observa-se que a força de arrasto aplica-se um pouco abaixo do centro da nacele do modelo. Como margem de segurança verifica-se que esta

força poderá ser estimada como situada no ponto médio da nacele, que no modelo reduzido está a 226 mm da sua base e no caso real está a 46,2 m.

Tabela 4.9 – Cálculo do ponto de aplicação da força de arrasto.

v (m/s)	x (mm)	L ₁ (mm)	Re	Log Re
10,94	19,0	246,55	1337111,11	6,13
11,40	22,0	260,40	1393333,33	6,14
11,98	24,0	226,87	1464222,22	6,17
12,50	27,0	228,95	1527777,78	6,18
13,05	30,0	222,99	1595000,00	6,20
13,57	32,0	211,80	1658555,56	6,22
14,03	34,5	207,50	1714777,78	6,23
14,61	37,5	199,66	1785666,67	6,25
15,08	41,0	199,93	1843111,11	6,27
15,43	42,5	191,83	1885888,89	6,28
15,86	45,0	191,38	1938444,44	6,29
16,24	48,0	190,77	1984888,89	6,30

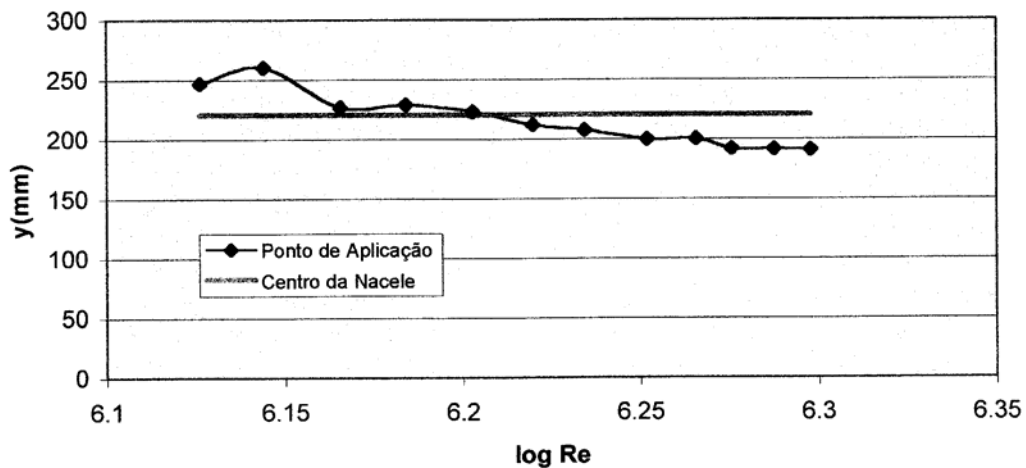


Figura 4.18 – Determinação do ponto de aplicação da força de arrasto.

4.3.3 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS ATUANTES POR MEIO DO MODELO REDUZIDO

A determinação dos esforços de pico atuantes no aerogerador real (nº 7) foi feita a partir da Eq. 4.10. Dessa forma, adotando-se para o coeficiente de arrasto (C_D) o valor de 1,27, para a massa específica do ar (ρ) $1,2 \text{ kg/m}^3$, uma velocidade máxima de operação do aerogerador (u) igual a 25 m/s e área molhada igual a $1451,4 \text{ m}^2$, estima-se uma força de arrasto (F_a) para a condição de pico de 691 kNm .

Multiplicando-se a força de arrasto estimada (F_a) pelo braço de alavanca, distância entre o centro da nacele e a base do aerogerador ($46,2 \text{ m}$), obtém-se um momento máximo de $31924,2 \text{ kNm}$.

4.3.4 VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS ESTIMADOS PELO TÚNEL DE VENTO

Com o propósito de verificar a “qualidade” das estimativas dos momentos atuantes no aerogerador para a condição de máxima velocidade de vento de projeto, 25 m/s , e que foram realizadas a partir do túnel de vento, comparou-se novas estimativa dos momentos atuantes no aerogerador realizadas a partir do túnel de vento, pela Eq. 4.10, para uma faixa de velocidade do vento variando de 1 a 9 m/s , com os esforços medidos “in situ” no monitoramento do aerogerador para as mesmas condições de vento (Tabela 4.10). Adicionalmente, apresentam-se ainda estimativas realizadas a partir da Norma 6123/87, no entanto, considerando-se a velocidade característica do vento (v_k) como sendo igual aos valores da velocidade do vento em que as medidas do monitoramento foram efetuadas.

Pela Tabela 4.10 verifica-se que para a faixa de velocidade de vento verificada, quase sempre, os momentos estimados são superiores aos medidos no monitoramento. As exceções ocorreram nas estimativas correspondentes a velocidade do vento de 2 e $3,7 \text{ m/s}$. Vale destacar que, nestes dois casos a NBR 6123/87 (ABNT, 1987) modificada apresentou erros “negativos” de 25 e 15% para as velocidades de vento de 2 e $3,7 \text{ m/s}$, respectivamente. O túnel de vento apresentou erro “negativo” de 7% apenas para a velocidade de 2 m/s . O erro médio dos momentos estimados da faixa de velocidade de

vento pesquisada foi de 55 % para o túnel de vento e 35 % para a NBR 6123/87 modificada.

Tabela 4.10 – Verificação das estimativas dos momentos do túnel de vento a partir de medidas do monitoramento.

v (m/s)	Momento (kNm)		
	Monitoramento	Túnel de vento	NBR 6123/87 modificada
1	30	51	41
2	220	204	164
2,3	240	270	217
3,2	170	523	421
3,7	660	700	563
4,8	900	1177	947
7	1500	2504	2014
7,2	1830	2649	2131
8	1780	3270	2631
9	2330	4139	3329

Para a avaliação do erro médio (ξ) utilizou-se a seguinte expressão:

$$\xi = \frac{1}{n'} \sum_1^{n'} |M_{est} - M_{mon}| \quad (4.14)$$

onde M_{est} é o momento estimado, M_{mon} é o momento medido no monitoramento e n' é o total de pontos pesquisados.

O elevado erro médio obtido com as estimativas do momento a partir do túnel de vento é atribuído a uma série de dificuldades encontradas na realização dos ensaios como, por exemplo, na moldagem dos acessórios do modelo reduzido, no atrito entre os trilhos e os deslizadores lineares da balança horizontal, nas diferenças de rigidez entre os materiais do aerogerador real e do modelo reduzido, etc. Por outro lado, com exceção do momento estimado para a velocidade do vento de 2 m/s, as estimativas realizadas a partir do túnel de vento apresentaram resultados sempre a favor da segurança.

4.3.5 COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS ESTIMADOS POR EXTRAPOLAÇÃO, SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ATRAVÉS DE TÚNEL DE VENTO.

A Tabela 4.11 mostra o resumo dos esforços para a velocidade de projeto de 25 m/s estimados por extrapolação, simulação numérica, Norma NBR 6123/87 modificada e através de túnel de vento.

Tabela 4.11 – Comparação dos esforços atuantes na estrutura do aerogerador para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.

Método	Tipo de Esforço	
	Força de Arrasto (kN)	Momento (kNm)
Média das extrapolações por medidas de campo	456,9	21108,8
Simulação numérica	655	28804
NBR 6123/87 modificada	556	25687
Túnel de vento	691	31924,2

As Figuras 4.19 e 4.20 mostram respectivamente as comparações da força de arrasto e do momento atuante obtidos pelas diversas formas.

Pela Figura 4.19 observa-se que os valores da força de arrasto estimados por simulação numérica e túnel de vento são bastante próximos. O valor médio encontrado para a força de arrasto foi de 590 kN e para o momento 26881 kNm. Os maiores esforços, tanto momento quanto força de arrasto, foram estimados pelo túnel de vento e os menores pela extrapolação.

Tendo como base a estimativa feita a partir do túnel de vento, as forças de arrasto obtidas pela simulação numérica, pela NBR 6123/87 e pela extrapolação foram, respectivamente, 5,2, 19,5 e 33,9% inferiores e os momentos 9,8, 19,5 e 33,9 % também inferiores.

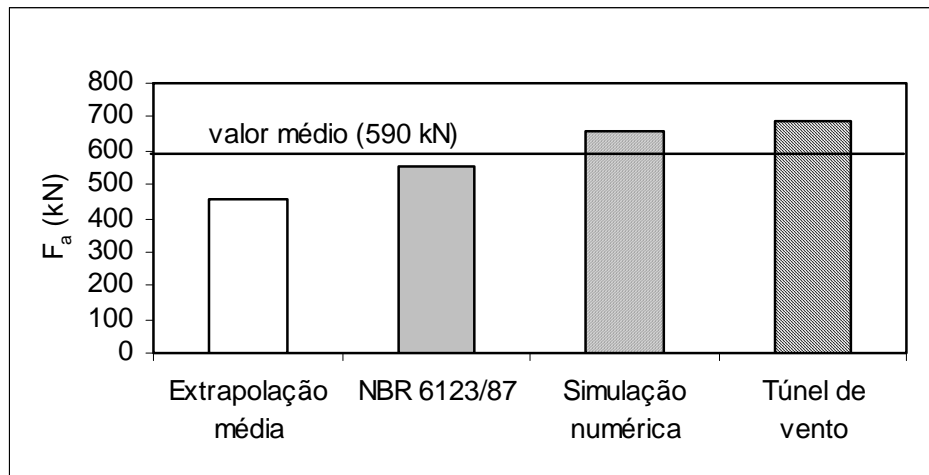


Figura 4.19 - Comparação das estimativas da força de arrasto atuante para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.

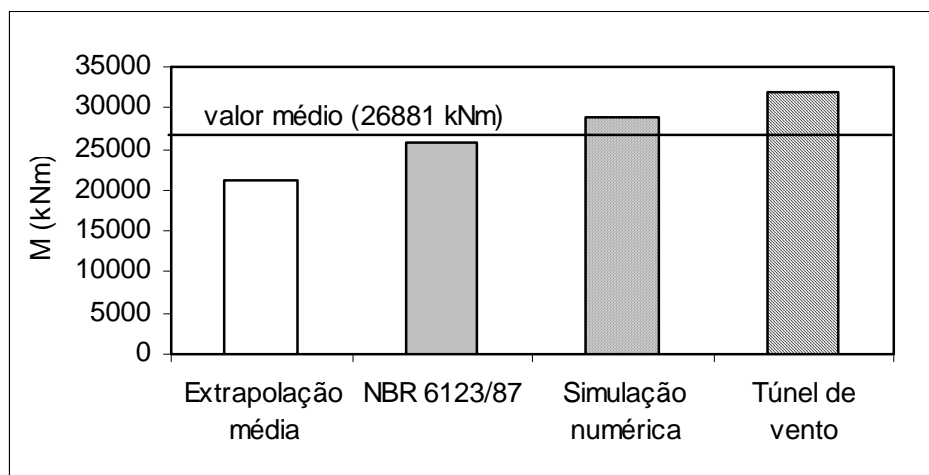


Figura 4.20 - Comparação das estimativas do momento atuante para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.

Apesar dos esforços estimados na extrapolação direta das medidas de campo do monitoramento estarem sujeitos às dispersões das medidas obtidas em campo devido as variações da direção do vento e da reduzida faixa de velocidade do vento estudada, de 1 a 9 m/s verifica-se, descontando-se do momento estimado pelo túnel de vento de 31924,2 kNm o erro médio obtido no item 4.3.4, que há praticamente uma coincidência nos resultados. Isso demonstra coerência nas extrapolações realizadas a partir das medidas do monitoramento.

Cerca de 5% das diferenças nos esforços obtidos entre a simulação numérica e as análises do túnel de vento são devidas a consideração de que na simulação numérica o ponto de aplicação da força de arrasto foi adotado atuando na altura de 44 m e nas

análises realizadas a partir das medidas do túnel de vento, a favor da segurança, a 46,2m de altura.

Para efeito de análise das fundações do aerogerador estudado e a favor da segurança, serão considerados os esforços atuantes obtidos a partir das análises dos dados dos ensaios realizados no túnel de vento, ou seja, uma força de arrasto horizontal de 691 kN atuando a 46,2 m da face superior da fundação do aerogerador gerando um momento de 31924,2 kNm.

Além do mais, a própria NBR 6123/87 (ABNT, 1987) sugere a utilização de resultados experimentais obtidos em túnel de vento, com simulação das principais características do vento natural.

Por outro lado, vale destacar que a NBR 6123/87 modificada apresentou as estimativas do momento mais próximas dos valores extrapolados pelo monitoramento, revelando-se como uma alternativa que pode ser bastante útil em projetos dessa natureza.

A Figura 4.21 ilustra a elevada variação obtida para o momento atuante em função da velocidade do vento considerada e do método utilizado na estimativa. O aumento da velocidade de 9 para 25 m/s provocou aumentos do momento estimado de até nove vezes.

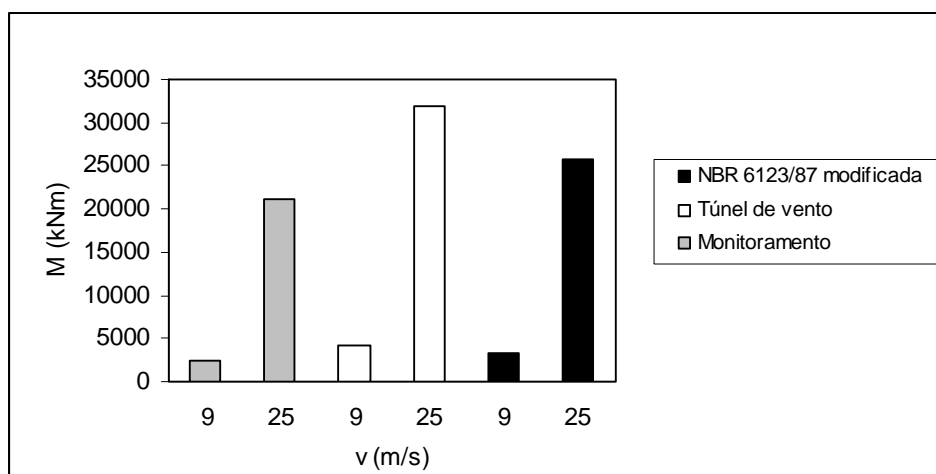


Figura 4.21 – Variação do momento atuante em função da velocidade do vento.

4.4 ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DO AEROGERADOR ESTUDADO

Neste item da tese será inicialmente realizada uma verificação da estabilidade da fundação existente do aerogerador estudado. Em seguida, a possibilidade de redução das dimensões de sua fundação é discutida.

4.4.1 DADOS ADOTADOS

Conforme relato de capítulos anteriores, a fundação do aerogerador estudado é uma sapata quadrada de concreto armado, de 9m de lado e 1,5m de altura e o peso das fundações de cada aerogerador é de cerca de 3038 kN (303,8 tf). Adicionando-se a esse o peso a superestrutura estima-se um peso total de 3700 kN (370 tf).

Quanto aos esforços atuantes, a força de arrasto máxima foi estimada em 691 kN (69,1 tf) e o momento em 31924,2 kNm (3192,4 tfm).

Quanto ao solo de fundação, tem-se uma areia fina, compacta a muito compacta, de granulometria uniforme e índice de resistência à penetração da sondagem a percussão (N_{spt}) variando de 28 e 76 golpes. Para fins de cálculo, será adotado para a região inserida no bulbo de tensões o valor de 46 golpes para o índice de resistência à penetração. Vale observar que os valores utilizados do índice de resistência da sondagem a percussão foram corrigidos para uma energia correspondente a 60% da energia teórica.

Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto considerou-se o ângulo de atrito (ϕ) de 40° e a coesão do solo igual a 5 kPa. A massa específica natural é de 17 kN/m³.

A faixa de variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) entre as profundidades de 2 a 7m foi estimada, a partir de ensaios pressiométricos (PMT) e sondagens à percussão (SPT), entre 197,2 e 365,7 MPa (Tabela 4.6) aproximadamente e, finalmente, o coeficiente de Poisson (ν) adotado é de 0,33.

4.4.2 ESTIMATIVAS DAS TENSÕES APLICADAS PELA FUNDAÇÃO DO AEROGERADOR

- **Tensões Aplicadas por Cargas Estáticas**

As tensões estáticas transmitidas pela base do aerogerador estudado (σ_{aplic}), sem considerar a ação do vento, foram estimadas em 45,7 kPa (0,46 kg/cm²) e determinadas por:

$$\sigma_{aplic} = \frac{V}{A} \quad (4.15)$$

onde V é o esforço vertical (fundação + superestrutura), 3700 kN (370 tf), e A é a área da fundação, 81,0 m².

A tensão transmitida pela fundação do aerogerador estudado a partir da consideração da carga estática equivalente foi estimado em 137,04 kPa (1,37 kgf/cm²) e determinada a partir da seguinte equação:

$$P_e = \nu' \cdot \mu' \cdot P_v \quad (4.16)$$

onde $P_e = 11100$ kN (1110 tf) é a carga estática equivalente, $\nu' = \frac{f_n^2}{f_n^2 + f_m^2} \approx 1,0$ é o

coeficiente dinâmico, $f_n = \frac{300}{\sqrt{d}} = 849$ rpm é a frequência natural, $f_m = 18$ a 38,5 rpm é

faixa de variação da frequência de excitação, $\mu' = 3$ é um coeficiente de fadiga, $P_v = 3700$ kN é o peso de máquina mais a fundação e $d = 0,12$ cm é o deslocamento estático estimado a partir da proposta de Décourt (1992) para uma carga estática de 3700 kN. A proposta de Décourt (1992) será descrita em itens posteriores.

- **Tensões Aplicadas Considerando à Ação do Vento**

Considerando-se a ação do vento tem-se um diagrama de pressões transmitidas de forma trapezoidal com valores extremos variando de um valor mínimo a um máximo e que foram determinadas utilizando-se a seguinte equação:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{\max} \\ \sigma_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e_c}{B} \right) \quad (4.17)$$

onde σ_{\max} e σ_{\min} são as tensões aplicadas máximas e mínimas respectivamente, V igual a 11000 kN é a carga estática equivalente, B igual a 9m é o lado da base da fundação e $e_c = 2,9$ (M/V) é a excentricidade sendo que M = 31924,2 kNm é o momento aplicado.

Estima-se que a tensão aplicada máxima seja igual a 399,8 kPa e a mínima de -125,7 kPa. A excentricidade também foi bastante elevada caiu fora do terço médio da fundação.

Segundo Rodrigues (1985), a excentricidade poderá cair fora do terço médio da fundação desde que não ultrapasse $2B/3$. Neste caso, deve-se respeitar as seguintes condições:

$$\sigma_{\max} \leq 1,3 \cdot \sigma_{adm} \quad (4.18)$$

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \leq \sigma_{adm} \quad (4.19)$$

Já Dantas (2007) afirma que é prática usual montar, nos casos em que seja verificado a presença de tensões negativas, o diagrama trapezoidal de tensões limitando a faixa de tensões negativas em, no máximo, 25% da base da fundação. Segundo o mesmo autor alguns programas estruturais de computador adotam esse critério. Já a NBR 6122/96 recomenda que:

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm} \quad (4.20)$$

$$\frac{2}{3} \sigma_{\max} \leq \sigma_{adm} \quad (4.21)$$

A Figura 4.22 mostra o diagrama de tensões trapezoidal construído a partir das tensões aplicadas máximas e mínimas. Nesta mesma figura observa-se que a faixa de tensões negativa é de 2,15 m correspondendo a 23,9% da superfície da fundação em contato com o solo atendendo, portanto, às recomendações de Dantas (2007). O menor valor estimado de σ_{adm} é de 410 kPa, multiplicando-se esse valor por 1,3 obtém-se o

valor de 533 kPa que é superior a máxima tensão aplicada de 399,8 kPa. A tensão média (σ_{med}), estimada em 199,9 kPa, é inferior a σ_{adm} , que vale 410 kPa, portanto tem-se uma situação que também atende às condições de Rodrigues (1985). As estimativas da tensão admissível do solo (σ_{adm}) foram realizadas a partir dos resultados das sondagens à percussão (SPT), dos ensaios pressiométricos (PMT) e dos ensaios de laboratório realizados e serão apresentadas no item 4.4.3.

Baseado no exposto, verifica-se que a adoção da carga estática equivalente na determinação das tensões transmitidas ao solo de fundação de estruturas de aerogeradores não é indicada. Comparando-se a tensão transmitida via carga equivalente estimada em 137,04 kPa com a tensão máxima via dados do túnel de vento, de 399,8 kPa, observa-se que a primeira é apenas cerca de 34,3 % a segunda. Além disso, o procedimento da carga estática equivalente não permite que sejam determinadas tensões negativas no solo.

Caso a estrutura do aerogerador seja solicitada com a máxima carga de vento de operação permitida, a estabilidade de suas fundações estará resguardada segundo as recomendações de Dantas (2007), de Rodrigues (1985) e da NBR 6122/96.

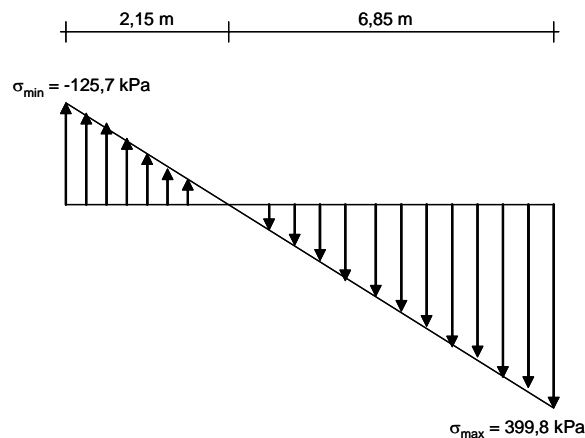


Figura 4.22 - Diagrama de tensões trapezoidal.

Verificou-se ainda a ausência de risco de deslizamento da estrutura ao longo de sua base comparando a força de arrasto aplicada (F_a) com o produto entre o esforço vertical (V) e a tangente do ângulo de atrito do solo (ϕ).

4.4.3 ESTIMATIVAS DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

4.4.3.1 Estimativas da Tensão Admissível do Solo com Base no SPT

A estimativa da tensão admissível do solo pode ser feita por meio de tabelas de Normas, utilizando-se processos semi-empíricos ou por métodos teóricos. Na Tabela 4.12 mostram-se os valores da tensão admissível do solo estimados pela tabela sugerida pela Norma Brasileira NBR 6122/96 (ABNT, 1996), por dois processos semi-empíricos com base no SPT e por um método prático bastante utilizado no meio técnico brasileiro.

Tabela 4.12 – Estimativa da tensão admissível do solo pela Norma Brasileira NBR 6122/96 (ABNT, 1996), por dois processos semi-empíricos com base no SPT (Terzaghi e Peck, 1967 e Meyerhof, 1965) e por um método prático.

Referência	Fórmula	σ_{adm} (kPa)
NBR 6122/96	-	500
Terzaghi e Peck (1967)	$\sigma_{adm} = 4,4 \cdot \left(\frac{N_{spt} - 3}{10} \right) \cdot \left(\frac{B + 1'}{2 \cdot B} \right)^2$	506
Meyerhof (1965).	$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt} \cdot w_{adm}}{12} \cdot \left(\frac{B + 1'}{B} \right)^2$	410
Método Prático	$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5}$	920

Na Tabela 4.13 as expressões de Terzaghi e Peck (1967) e Meyerhof (1965) e do método prático são validas para sapatas em areia e estão expressas em kg/cm^2 . Nesta mesma tabela B é a menor dimensão da sapata em pés e $w_{adm} = 1'$ (2,54 cm) é o recalque admissível em polegadas.

O menor valor estimado da tensão admissível do solo com base no SPT foi de 410 kPa obtido pelo método de Meyerhof (1965) e o maior foi de 920 kPa obtido pelo Método Prático. Os resultados obtidos são compatíveis com a afirmação feita por Velloso e Lopes (1996) que dizem que as propostas de Terzaghi e Peck (1967) e Meyerhof (1965) são conservadoras.

4.4.3.2 Estimativas da Tensão Admissível do Solo com Base no PMT

A estimativa da tensão admissível do solo com base no PMT foi feita utilizando a seguinte expressão proposta por Ménard (1975):

$$q_{rup} = k_p \cdot p_{le}^* + \sigma_{vo} \quad (4.22)$$

onde q_{rup} é a tensão de ruptura do solo, $k_p = 1,3$ (Briaud, 1992) é um fator de capacidade de carga obtido em função do embutimento relativo H_e/B e do tipo de solo, $\sigma_{vo} = 25,5$ kPa é a tensão vertical total no nível da fundação e $p_l^* = 2381$ kPa é a pressão limite efetiva equivalente média do solo na zona de influência da fundação.

Sendo que:

$$p_l^* = \left(p_{l1}^* p_{l2}^* p_{l3}^* \dots p_{ln}^* \right)^{1/n} \quad (4.23)$$

onde p_{ln}^* são as pressões limites efetivas médias entre os furos PMT1 e PMT2 encontradas na zona de influência da fundação.

Considerando um coeficiente de segurança igual a 3 e utilizando-se valores médios da pressão limite ao longo da profundidade, estima-se uma tensão admissível para o solo estudado a partir do PMT de 1040 kPa. Vale destacar que os valores utilizados das pressões limites efetivas (p_{ln}^*) são provenientes da interpretação tradicional, já que a análise racional não determina esse parâmetro.

4.4.3.3 Estimativas da Tensão Admissível do Solo com Base em Ensaio de Laboratório

A estimativa da tensão admissível do solo com base em ensaios de laboratório foi feita a partir das propostas teóricas de Vesic (1975) e de Terzaghi (1943). Na proposta de Vesic (1975) a tensão de ruptura do solo pode ser determinado por:

$$q_{ult} = c_1 \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_n \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (4.24)$$

onde $c_1 = 5$ kPa é a coesão do solo, $N_c = 75,31$, $N_q = 64,20$ e $N_\gamma = 109,41$ são fatores de capacidade de carga, $s_c = 1,85$, $s_q = 1,84$ e $s_\gamma = 0,6$ são fatores de forma, $d_c = d_q = d_\gamma = 1,0$ são fatores de profundidade, $i_c = 0,95$, $i_q = 0,91$ e $i_\gamma = 0,86$ são fatores de inclinação da carga, $b_c = b_q = b_\gamma = 1,0$ são fatores de inclinação da base da fundação, $g_c = g_q = g_\gamma = 1,0$ são fatores de inclinação do terreno.

Considerando-se os esforços vertical da carga estática equivalente, $V = 11100$ kN, e horizontal, $H = 691$ kN, atuando a 46,2 m de altura, e adotando um coeficiente de segurança global de 3,0, estima-se a tensão admissível do solo em 2109 kPa.

Pela proposta de Terzaghi (1943) a tensão de ruptura do solo para uma sapata quadrada é dada por:

$$q_{ult} = 1,3 \cdot c_1 \cdot N_c + \gamma_n \cdot D_L \cdot N_q + 0,8 \cdot \gamma'_n \cdot B \cdot N_\gamma \quad (4.25)$$

onde $c = 5$ kPa é a coesão do solo, $\gamma_n = 17$ kN/m³ é o peso específico do solo, $D_L = 1,5$ m é a profundidade de assentamento da fundação, $B = 9$ m é o lado da sapata quadrada e $N_c = 65$, $N_q = 65$ e $N_\gamma = 100$ são fatores de capacidade de carga (ruptura generalizada).

A tensão admissível do solo de fundação do aerogerador estudado pela teoria de Terzaghi (1943) considerando um fator de segurança global de 3,0 foi estimada em 4773 kPa.

Na Tabela 4.13 apresenta-se um resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando Ensaio de Laboratório.

Tabela 4.13 - Resumo das estimativas da tensão admissível do solo realizadas com base no SPT, no PMT e utilizando Ensaio de Laboratório.

Método	Tipo de dado utilizado	σ_{adm} (kPa)
NBR 6122/96	SPT	500
Terzaghi e Peck (1967)	SPT	506
Meyerhof (1965)	SPT	410
Método prático	SPT	920
Ménard (1975)	PMT	1040
Vesic (1975)	Cisalhamento direto	2109
Terzaghi (1943)	Cisalhamento direto	4773

Pela Tabela 4.13 observa-se que as estimativas realizadas por ensaios de laboratório foram as mais elevadas e as realizadas com base no SPT as menores. O PMT apresentou uma estimativa intermediária entre as outras duas. O método de Meyerhof (1965) apresentou o menor valor, 409 kPa, e o maior valor, 4777,3 kPa, foi estimado a partir da proposta de Terzaghi (1943).

Vale ressaltar ainda a enorme diferença encontrada a partir das metodologias de Terzaghi (1943) e Vesic (1975) apesar de serem métodos racionais e terem utilizado os mesmos tipos de dados (cisalhamento direto). Isso ocorreu pela presença de esforços horizontais, que é considerado apenas na proposta de Vesic (1975).

Comparando a máxima tensão de compressão aplicada (σ_{max}) de 399,8 kPa pela fundação do aerogerador que foi obtida via metodologia do túnel de vento, com os valores estimados da tensão admissível do solo constantes na Tabela 4.13 cujo valor mínimo é de 410 kPa, verifica-se que em nenhuma das metodologias utilizadas a tensão máxima aplicada superou a tensão admissível do solo. Dessa forma pode-se concluir que as fundações do mencionado aerogerador encontram-se estáveis quanto à ruptura do solo.

Comparando-se o valor estimado de σ_{adm} pela Tabela da Norma NBR 6122/96 (ABNT, 1996) com os resultados encontrados com os métodos de Terzaghi e Peck (1967) e Meyerhof (1965) verifica-se a NBR 6122/96 subestima a tensão admissível do solo já que a literatura apresenta registros de que os métodos de Terzaghi e Peck (1967) e Meyerhof (1965) são conservadores (Velloso e Lopes, 1996).

Por outro lado os métodos de Terzaghi (1943) e Vesic (1975) estimaram, na opinião desse autor, valores de σ_{adm} demasiadamente elevados por utilizarem parâmetros que foram obtidos em amostras reconstituídas em laboratório.

Baseado no exposto, conclui-se que os métodos que apresentaram estimativas de σ_{adm} mais coerentes foram o método proposto por Ménard (1975) e o Método Prático que apresentaram diferenças de cerca de 11,5 %. Vale comentar que o método de Ménard (1975) utiliza valores da pressão limite efetiva do solo (p_l^*) e que só é fornecida pela forma de interpretação tradicional (ASTM, 1987) do ensaio pressiométrico (PMT).

É indispensável destacar ainda que apenas através da realização de provas de carga em placa é que se pode afirmar com precisão algumas colocações aqui expostas.

4.4.4 ESTIMATIVAS DE RECALQUE

As estimativas de recalque foram realizadas a partir de métodos empíricos, que utilizam os resultados de ensaios SPT e de PMT, e da teoria da elasticidade, cujos resultados são apresentados a seguir.

4.4.4.1 Estimativas de Recalque com Base no SPT

As estimativas empíricas do recalque com base no SPT foram realizadas com base nos seguintes métodos: Schmertmann (1970), Schultz e Sherif (1973), Burland e Burbidge (1985) e Décourt (1992).

A Tabela 4.14 apresenta os valores estimados para o recalque com base no SPT.

Tabela 4.14 – Valores estimados para o recalque com base no SPT.

Referência	Fórmula	Recalque (mm)
Schmertmann (1970)	$s = q_a \cdot C_1 \cdot C_2 \sum_{i=1}^n \frac{I_{zi}}{E_i} \cdot \Delta z$	5,9
Schultz e Sherif (1973)	$s = \frac{q_a \cdot F_s}{N_{spt}^{0,87} \cdot (1 + 0,4 D_L / B)}$	7,0
Burland e Burbidge (1985)	$s = q_a \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{N_{spt}^{1,4}} \cdot f_s \cdot f_l \cdot f_t$	7,5
Décourt (1992)	$s = 27 \frac{q_a \cdot B^{0,7}}{N_{spt}}$	5,5

No método de Schmertmann (1970), $q_a = 0,200$ MPa é a tensão aplicada, $E_i = 76,5$ MPa, 108 MPa e 162 MPa são os módulos de elasticidade, obtidos a partir da resistência de ponta do cone (q_c) correlacionando-se q_c com N_{spt} ($q_c = k_c \cdot N_{spt}$), de três espessuras de solo (Δz) de 1,5, 6,0 e 1,0 m, respectivamente e $I_{zi} = 0,15$, 0,47 e 0,37 são os índices de deformação específica obtidos a partir das modificações propostas por Schmertmann et al. (1978).

No método de Schultz e Sherif (1973), $F_s = 10,5$ cm³/kg é o coeficiente de recalque obtido graficamente em função das dimensões da fundação, $D_L = 1,5$ m é a profundidade de apoio da fundação, $q_a = 2,00$ kg/cm² é a tensão média aplicada, B é a largura da fundação e $N_{spt} = 46$ é a média do número de golpes do SPT.

No método de Burland e Burbidge (1985), $q_a = 199,9$ kPa é a tensão média aplicada, $B = 9$ m é a largura da fundação, $N_{spt} = 46$ é a média do número de golpes do SPT, $f_s = 1$ é o fator de forma, $f_l = 1,0$ é o fator de espessura compressível e $f_t = 1,00$ é um fator que considera o tempo de recalque.

No método de Décourt (1992), $q_a = 0,137$ MPa é a tensão média aplicada, $B = 9$ m é a largura da fundação e $N_{spt} = 46$ é a média do número de golpes do SPT.

Pela Tabela 4.14 observa-se que o máximo recalque de 7,5 mm foi obtido pelo método de Burland e Burbidge (1985) e o mínimo de 5,5 mm foi obtido pela proposta de Décourt (1992).

4.4.4.2 Estimativas de Recalque com Base no PMT

A previsão do recalque a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT) foi realizada pela proposta de Ménard e Rousseaud (1962). Desse modo, o recalque total (s) da fundação foi inicialmente estimado em 9,1 mm utilizando a seguinte expressão:

$$s = \frac{2q'.B'}{9E_d} \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B'} \right)^{\alpha_p} + \frac{\lambda_c \cdot q'.B}{9.E_c} \cdot \alpha \quad (4.26)$$

Onde: $q' = 199,9$ kPa é a tensão líquida aplicada, $E_c = 15482$ kPa e $E_d = 15482$ kPa são os módulos pressiométricos dentro das zonas do tensor esférico e desviador, respectivamente, $\lambda_c = 1,10$ e $\lambda_d = 1,12$ são os fatores de forma esférico e desviados, $\alpha_p = 1/3$ é o fator reológico e $B = 9$ m e $B' = 0,60$ m são as larguras da fundação e de referência.

Vale comentar que para o recalque estimado com base no PMT utilizou-se os valores médios do módulo pressiométrico dos furos PMT1 e PMT2 a partir da forma tradicional (ASTM, 1987). Um novo cálculo foi realizado utilizando-se os valores médios do módulo pressiométrico dos furos PMT1 e PMT2 a partir da forma racional ($E_c = E_d = 215023$ kPa) no qual determinou-se um recalque de apenas 0,7 mm. O reduzido valor obtido é atribuído ao fato de que a Equação 4.24 utiliza valores do módulo pressiométrico inicial (E_p) que não corresponde ao módulo pressiométrico elástico (E_e).

4.4.4.3 Estimativas de Recalque com Base na Teoria da Elasticidade

Pela teoria da elasticidade o recalque de uma sapata é dado por:

$$s = q_a \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (4.27)$$

onde $q_a = 137,04$ kPa é a tensão média aplicada, $B = 9$ m é a dimensão da sapata, $\nu = 0,33$, $I_s = 0,99$, $I_d = 1,0$, $I_h = 1,0$ são fatores de forma, profundidade e de espessura da camada compressível, respectivamente e E é o módulo de elasticidade.

Na Tabela 4.15 mostra-se os resultados das estimativas realizadas para o recalque da fundação do aerogerador a partir da teoria da elasticidade.

Vale observa-se que a estimativa do módulo de elasticidade (E) do ensaio oedométrico foi realizada a partir da seguinte relação:

$$D_{oed} = \frac{E \cdot (1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (4.28)$$

onde $D_{oed} = 16600$ kPa é o módulo oedométrico e $\nu = 0,33$ é o coeficiente de Poisson.

Tabela 4.15 - Estimativas realizadas para o recalque da fundação do aerogerador a partir da Teoria da Elasticidade.

E (kPa)	Forma de obtenção	Recalque (mm)
11204	Oedômetro	141,7
30965	PMT – tradicional	51,3
215023	PMT – racional	7,4
103500	SPT	15,3

Na estimativa do módulo de elasticidade (E) via ensaios pressiométricos pela interpretação tradicional utilizou-se da seguinte relação proposta por Ménard (1975):

$$E = \frac{E_p}{\alpha_p} \quad (4.29)$$

onde E_p é o módulo pressiométrico inicial igual a 15482 kPa para a interpretação tradicional e $\alpha_p = 0,50$ é o fator reológico.

Quanto a estimativa de E com base nos resultados dos ensaios à percussão (SPT), utilizou-se as seguintes equações:

$$E = 2,5 \cdot q_c \quad (4.30)$$

$$q_c = k_c \cdot N_{spt} \quad (4.31)$$

onde q_c é a resistência de ponta do ensaio de cone, $N_{spt} = 46$ é o índice de resistência médio das sondagens à percussão, e $k_c = 0,9$ MPa (Teixeira, 1993)

Pela Tabela 4.15 observa-se que as estimativas realizadas variaram de 7,4 a 141,7 mm conforme a forma de obtenção do módulo de elasticidade. Atribui-se a estimativa demasiadamente elevada do oedômetro à dificuldade em se obter um valor representativo do módulo oedométrico já que os corpos de prova ensaiados foram reconstituídos.

A estimativa do recalque de 51,3 mm com base na Teoria da Elasticidade utilizando-se dados do módulo pressiométrico via interpretação tradicional também foi muito elevada. Isso indica a inadequação da utilização de E_i , via interpretação tradicional (ASTM, 1987), para a determinação do módulo de elasticidade, E . Por outro lado, o recalque estimado com base nos dados via interpretação racional (Cunha, 1994), de 7,4 mm, foi bastante concordante com relação às estimativas realizadas em itens anteriores.

A Tabela 4.16 mostra a comparação dos valores estimados para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da Teoria da Elasticidade.

A partir da Tabela 4.16, descartando-se os valores demasiadamente elevados obtidos com base na teoria da elasticidade via oedômetro e ensaios pressiométricos pela

análise tradicional, verifica-se que os recalques estimados variaram de 5,5 a 15,3 mm, com valor médio de 8,2 mm.

Tabela 4.16 - Comparação dos valores estimado para o recalque da fundação do aerogerador estudado com base no SPT, PMT e a partir da teoria da elasticidade.

Referência	Forma de obtenção	Recalque (mm)
Schmertmann (1970)	SPT	5,9
Schultz e Sherif (1973)	SPT	7,0
Burland e Burbidge (1985)	SPT	7,5
Décourt (1992)	SPT	5,5
Ménard e Rouseaud (1962)	PMT/tradicional	9,1
Teoria da Elasticidade	E a partir do E_{oed}	141,7
Teoria da Elasticidade	E a partir do E_i (PMT/tradicional)	51,3
Teoria da Elasticidade	E a partir do E_e (PMT/racional)	7,4
Teoria da Elasticidade	E a partir do N_{SPT}	15,3

Até o presente momento todas as análises de recalque realizadas consideraram apenas tensões médias transmitidas ao solo. No entanto, conforme observado em itens anteriores, a tensão média proporciona a transmissão de uma tensão ao solo de 199,9 kPa que corresponde a apenas 50 % da máxima tensão transmitida de 399,8 kPa e que foi determinado via túnel de vento. Dessa forma, considerando-se agora a tensão máxima transmitida de 399,8 kPa estimaram-se novos valores de recalque que são apresentados na Tabela 4.17. Nesta mesma tabela com o objetivo de determinar as parcelas do recalque estática e dinâmica apresentam-se os valores do recalque estimados a partir da carga estática do aerogerador e que corresponde a uma tensão transmitida de 45,7 kPa.

Tabela 4.17- comparação entre os recalques estimados via carga média, carga estática e carga máxima.

Referência	Recalque (mm) para $\sigma_{aplic} = 45,7 \text{ kPa}$ (carga est)	Recalque (mm) para $\sigma_{aplic} = 199,9 \text{ kPa}$ (carga média)	Recalque (mm) para $\sigma_{aplic} = 399,8 \text{ kPa}$ (carga máxima)
Schmertmann (1970)	1,0	5,9	12,1
Schultz e Sherif (1973)	1,6	7,0	14,1
Burland e Burbidge (1985)	1,7	7,5	15,0
Décourt (1992)	1,2	5,5	10,9
Ménard e Rousseaud (1962)	2,1	9,1	18,3
Teoria da Elasticidade- E_{oed}	32,4	141,7	283,3
Teoria da Elasticidade- E_i	11,7	51,3	102,5
Teoria da Elasticidade- E_e	1,7	7,4	14,8
Teoria da Elasticidade- N_{SPT}	3,5	15,3	30,7

A partir da Tabela 4.17, descartando-se os valores demasiadamente elevados obtidos com base na teoria da elasticidade via Oedômetro e utilizando resultados de ensaios pressiométricos pela análise tradicional, verifica-se que os recalques estimados para os máximos valores de tensões transmitidas variaram de 12,1 a 30,7 mm, com valor médio de 16,6 mm.

A partir da Tabela 4.17 observa-se que quanto maior a tensão transmitida ao solo maior é o recalque estimado. De forma geral, o recalque para a carga média (199,9 kPa)

é cerca de seis vezes o recalque da carga estática (45,7 kPa) e cerca da metade do recalque para a carga máxima (399,8 kPa).

Praticamente em todas as análises de recalque realizadas, o acréscimo de recalque por ação do vento, correspondeu a cerca de 90 % do recalque total. Isso nos leva a concluir que análises considerando-se a ação do vento são absolutamente imprescindíveis em projetos de fundações superficiais de aerogeradores.

4.4.5 ESTIMATIVAS DA FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO

A seguir apresentam-se estimativas das frequências de vibração das fundações do aerogerador estudado realizadas por meio de alguns dos métodos mais divulgados na literatura, quatro empíricos e dois outros métodos que consideram o solo como um semi-espaço elástico. Além desses, também é utilizado o clássico método que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso proposto por Barkan (1962).

4.4.5.1 Métodos Empíricos

- **Método do “German Research Society for Soil Mechanics” (Tschebotariof, 1978)**

Pela método do “German Research Society for Soil Mechanics” a frequência natural é obtida diretamente por meio de uma tabela, indicando que para uma areia fina com 30% de areia média a frequência natural é de 1455 rpm.

- **Método de Tschebotarioff e Ward (1948)**

O método de Tschebotarioff e Ward propõe a obtenção da frequência natural, f_n , em função da área da base da fundação, A , do peso da fundação mais a máquina, P_v , e da frequência natural reduzida, f_{nr} , de forma que:

$$f_n = \sqrt{\frac{A}{P_v}} \cdot f_{nr} \quad (4.32)$$

Considerando a área da base da fundação, $A = 81 \text{ m}^2$, o peso da fundação mais a máquina, $P_v = 370000 \text{ kgf}$, e a frequência natural reduzida, $f_{nr} = 26000$ (Figura 2.37), estima-se a frequência natural em 385 rpm.

- **Método de Alpan (1961)**

No método de Alpan a frequência natural pode ser obtida por:

$$f_n = \frac{a'}{\sqrt{P_v}} \cdot A^{0,25} \quad (4.33)$$

Pelo método de Alpan (1961), a frequência natural, f_n , foi estimada em 404 rpm. Para isso, considerou-se o peso da fundação mais a máquina, $P_v = 370000 \text{ kgf}$, a área da fundação, $A = 81 \text{ m}^2$, e o parâmetro $a' = 82000$ (Tabela 2.11).

- **Método da carga estática (Haase, 1975)**

Pelo método da carga estática a frequência natural é obtida por:

$$f_n = \frac{300}{\sqrt{d}} \quad (4.34)$$

Considerando-se um deslocamento estático (d) médio variando de 0,18 cm, para uma tensão estática de 45,7 kPa, a 0,82 cm, correspondente à tensão média de 199,9 kPa, cujos valores foram determinados a partir dos resultados das estimativas de recalque realizados e apresentados na Tabela 4.17, estima-se que a frequência natural (f_n) varie de 331 a 707 rpm. Vale destacar que, para a determinação dos recalques médios, descartaram-se os valores estimados a partir da teoria da elasticidade via Oedômetro e utilizando G_i por ensaios pressiométricos interpretados da forma tradicional.

4.4.5.2 Métodos que Consideram o Solo como um Semi-Espaço Elástico

- **Lysmer e Richart (1966)**

Pela proposta de Lysmer e Richart determinam-se as constantes elástica (k_z) e de amortecimento (c) por:

$$k_z = \frac{4.G.r_o}{1-\nu} \quad (4.35)$$

$$c = \frac{3,4.r_o^2}{1-\nu} \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad (4.36)$$

Adotando-se o raio equivalente, $r_o = 5,1 \text{ m}$ ($r_o = B/\sqrt{\pi}$), o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,33$, para o módulo cisalhante máximo (G_{\max}) a faixa de variação de 260 a 303 MPa e para a massa específica, $\rho = 1700 \text{ kg/m}^3$, estima-se que k_z esteja inserido na faixa de 7880779 a 9199801 kN/m e que c esteja entre 87013590 e 94013827 kg/s. Vale destacar que utilizou-se para a determinação do intervalo de variação de G_{\max} a média dos limites inferiores e superiores apresentados na Tabela 4.6.

A frequência natural (f_n) para oscilação não amortecida, a frequência amortecida (f'_n) e a máxima amplitude do deslocamento (A_z) são dadas por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4.G.r_o}{(1-\nu).m}} \quad (4.37)$$

$$f'_n = f_n \cdot \sqrt{1-D^2} \quad (4.38)$$

$$A_z = \frac{Q_o \cdot (1-\nu)}{4.G.r_o} \cdot \frac{B_z}{0,85 \cdot (B_z - 0,18)} \quad (4.39)$$

Sendo:

$$B_z = \left(\frac{1-\nu}{4} \right) \cdot \frac{m}{\rho \cdot r_o^2} \quad (4.40)$$

e

$$D = 0,425 / \sqrt{B_z} \quad (4.41)$$

Fazendo a massa, $m = 370000$ kg, a massa específica, $\rho = 1700$ kg/m³, a razão de massa modificada, $B_z = 1,41$, a razão de amortecimento, $D = 0,425 / \sqrt{B_z} = 0,36$ e a força de excitação, $Q_o = 16191,9$ kN, estima-se que a frequência natural de vibração (f_n) esteja entre 1394 e 1507 rpm, a frequência amortecida (f_n') seja de 1302 a 1407 e que máxima amplitude (A_m) seja de apenas 0,003 mm. A determinação da força de excitação (Q_o) foi realizada a partir da tensão média aplicada ($\sigma_{m\u00e9dia} = 199,9$ kPa). A diferença percentual entre f_n e f_n' foi de 7%.

- **Nagendra e Sridharan (1981)**

Para o caso de distribui\u00e7\u00f5es de press\u00f5es uniformes, as constantes el\u00e1stica (k_z) e de amortecimento (c) s\u00e3o determinadas por:

$$k_z = \frac{\pi \cdot G \cdot r_o}{1-\nu} \quad (4.42)$$

$$c = \frac{2,117 \cdot r_o^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho}}{1-\nu} \quad (4.43)$$

A frequ\u00eancia natural (f_n) para oscila\u00e7\u00e3o n\u00e3o amortecida e a frequ\u00eancia amortecida (f_n') s\u00e3o dadas por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.44)$$

$$f_n' = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{4 \cdot m^2}} \quad (4.45)$$

Dessa forma pelo método proposto por Nagendra e Sridharan, para uma distribuição de pressão uniforme, estima-se que k_z esteja situado na faixa de 6186412 a 7221844 kN/m, que c esteja entre 54178756 e 58537433 kg/s, que f_n esteja entre 1235 e 1335 rpm e que f_n' esteja entre 1018 e 1100 rpm. A diferença relativa entre f_n e f_n' foi de 17,6%, a razão de amortecimento ($D = c/2\sqrt{km}$) foi estimada em 0,57 e a amplitude máxima de vibração foi estimada pela Equação 2.100 em 0,001 mm.

Considerando-se a distribuição de pressão da forma parabólica estima-se que k_z esteja situado na faixa de 4639809 a 5416383 kN/m, que c esteja entre 29789358 e 32185910, que f_n esteja entre 1070 e 1156 rpm e que f_n' esteja entre 998 e 1079 rpm. Neste caso, A diferença relativa entre f_n e f_n' foi de apenas 6,7%, a razão de amortecimento foi estimada em 0,36 e a amplitude máxima de vibração também foi de 0,001 mm.

A Tabela 4.18 mostra a comparação dos valores de k_z , c , f_n e f_n' , A_z e D estimados pelos métodos de Lysmer e Richart (1966) e de Nagendra e Sridharan (1981).

Tabela 4.18 - Comparação dos valores de k_z , c , f_n e f_n' , A_z e D estimados pelos métodos de Lysmer e Richart (1966) e de Nagendra e Sridharan (1981).

Método	k_z (kN/m)	c (kg/s)	D	f_n (rpm)	f_n' (rpm)	A_z (mm)
Lysmer e Richart (1966)	7880779 9199801	87013590 94013827	0,36	1394 1507	1302 1407	0,002 0,003
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. uniforme	6186412 7221844	54178756 58537433	0,57	1235 1335	1018 1100	0,001
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. parabólica	4639809 5416383	29789358 32185910	0,36	1070 1156	998 a 1079	0,001

Pela Tabela 4.18 verifica-se que os valores estimados de k_z e c pela proposta de Nagendra e Sridharan são inferiores aos do método de Lysmer e Richart. As amplitudes de vibração (A_z) estimadas pelos dois métodos foram praticamente nulas (0,001 a 0,002 mm) e a razão de amortecimento obtida pelos métodos de Lysmer e Richart e de Nagendra e Sridharan, para uma distribuição de pressão parabólica, foi o mesmo valor, ou seja, 0,36. Já o método de Nagendra e Sridharan, para uma distribuição de pressão uniforme, forneceu um valor de 0,57. A diferença entre f_n e f_n' está associada à razão de amortecimento (D). Nos dois métodos em que obteve-se D igual a 0,36 as diferenças entre f_n e f_n' foram de 6,6 % e já para o caso em que D foi estimado em 0,57 a diferença

entre f_n e f_n' subiu para 17,6%. Comparando as estimativas de f_n e f_n' a partir de métodos diferentes, observa-se que os maiores valores foram estimados a partir do método de Lysmer e Richart e os menores por Nagendra e Sridharan para uma distribuição de pressão parabólica.

4.4.5.3 Método que Considera o Solo como um Conjunto de Molas Lineares sem Peso (Barkan, 1962)

Pelo método de Barkan (1962) a frequência de vibração (f_n) e a amplitude de vibração (A_z) são determinadas por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c_z \cdot A}{m}} \quad (4.46)$$

$$A_z = \frac{F_z}{m \cdot (\omega^2 - \omega_n^2)} \quad (4.47)$$

O coeficiente de compressão elástica (c_z) para uma base retangular pode ser obtido por:

$$c_z = \frac{c_s \cdot C}{\sqrt{A}} \quad (4.48)$$

Sendo que:

$$C = \frac{E}{1-\nu^2} \quad (4.49)$$

$$c_s = \frac{\pi \sqrt{L/B}}{\ln \frac{\sqrt{1+(L/B)^2 + L/B}}{\sqrt{1+(L/B)^2 - L/B}} + L/B \ln \frac{\sqrt{1+(L/B)^2 + L/B}}{\sqrt{1+(L/B)^2 - L/B}} - \frac{2}{3} \left\{ \frac{[1+(L/B)^2]^{3/2} - [1+(L/B)^3]}{L/B} \right\}} \quad (4.50)$$

Alternativamente, utilizou-se a proposta de Barkan (1962) considerando-se o amortecimento do solo. Para isso, introduziu-se o valor da massa adimensional (b),

determinada a partir da equação 4.49, no gráfico da Figura 4.23 obtendo-se o valor do fator de amortecimento.

$$b = \frac{m}{\rho \cdot r_o^3} \quad (4.51)$$

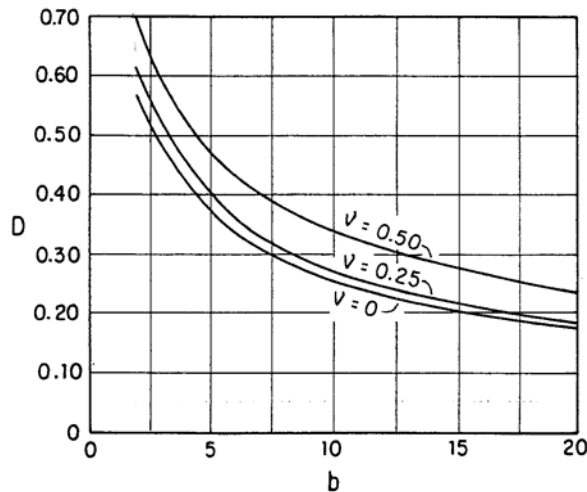


Figura 4.23 – Diagrama auxiliar para determinação da razão de amortecimento (D) em função da razão de massa (b).

A frequência amortecida (f_n') foi obtida a partir da seguinte expressão:

$$f_n' = f_n \cdot \sqrt{1 - D^2} \quad (4.52)$$

Adotando-se para a massa total (estrutura e fundação) $m = 370000$ kg, o coeficiente de Poisson, $\nu = 0,33$, o módulo de elasticidade (E) igual a 163160 kPa, o parâmetro C de 183100 kPa, $\alpha = 1$, $c_s = 5,75$ e para o coeficiente de compressão elástica o valor de 116980262 Pa/m, estima-se a frequência natural de vibração (f_n) em 1529 rpm e uma amplitude de vibração nula.

A frequência amortecida (f_n') foi estimada em 1162 rpm. Para isso, a razão de amortecimento (D) foi estimada em 0,65. A diferença percentual entre os valores estimados de f_n e f_n' foi de 24%.

Vale destacar que na Eq. 4.44 utilizou-se para o módulo de elasticidade (E) a média dos valores do módulo pressiométrico cíclico (E_{ur}) estimados a partir dos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT1) interpretados da forma tradicional.

A Tabela 4.19 mostra a comparação das estimativas de k , c_z , D , f_n , f_n' e A_z realizadas por métodos empíricos e que consideram o solo como um semi-espaço elástico, assim como o método que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso proposto por Barkan (1962).

Pela Tabela 4.19 observa-se que a faixa de variação das estimativas da frequência natural foi ampla, variando de 331 a 1529 rpm. Com exceção do método “German Research Society for Soil Mechanics”, cuja confiabilidade dos valores estimados é reconhecidamente questionada por desconsiderar, dentre outros fatores, a influência da área de contato na frequência de vibração (Tschebotariof, 1978), os métodos empíricos estimaram os menores valores. Vale destacar que os valores da frequência natural estimados pelos métodos empíricos de Tschebotarioff e Ward (1948), Alpan (1961) e Haase (1975), para uma tensão aplicada igual a 199,9 kPa (σ_{med}), foram bastante concordantes e variaram de 331 a 404 rpm. Por outro lado, os métodos do semi-espaço elástico estimaram os maiores valores da frequência natural cujo valor, em média, variou de 1233 a 1333 rpm. Pela proposta que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso Barkan (1962), a frequência natural foi estimada em 1529 rpm.

Tabela 4.19 - Comparação dos valores da frequência estimados por diferentes métodos.

Método	k_z (kN/m)	c_z (kPa/m)	D	f_n (rpm)	f_n' (rpm)	A_z (mm)
German Research Society for Soil Mechanics (Tschebotariof, 1978)	-	-	-	1455	-	-
Método de Tschebotarioff e Ward (1948)	-	-	-	385	-	-
Alpan (1961)	-	-	-	404	-	-
Método da carga estática (Haase, 1975)	-	-	-	331 a 707	-	-
Lysmer e Richart (1966)	7880779 a 9199801	-	0,36	1394 a 1507	1302 a 1407	0,002 a 0,003
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. Uniforme	6186412 a 7221844	-	0,57	1235 a 1335	1018 a 1100	0,001
Nagendra e Sridharan (1981)-dist. Parabólica	4639809 a 5416383	-	0,36	1070 a 1156	998 a 1079	0,001
Barkan (1962) - sem amortecimento	-	11980	-	1529	-	-
Barkan (1962) - com amortecimento	-	11980	0,65	-	1162	0,001

A razão de amortecimento (D) estimada pelos métodos de Lysmer e Richart (1966) e de Nagendra e Sridharan (1981) para uma distribuição de pressão parabólica, apresentaram o mesmo valor 0,36 enquanto o método de Barkan com amortecimento proporcionou o valor de 0,65 para D . Pela Tabela 4.19 observa-se que as estimativas da frequência amortecida (f_n') estão diretamente associadas com a razão de razão de amortecimento (D), ou seja, quanto maior D maior é a diferença entre f_n e f_n' . Esse resultado é concordante com a afirmação de Almeida Neto (1989) de que para baixos valores de D a frequência amortecida difere pouco da frequência natural do sistema.

As estimativas das amplitudes de vibração (A_z) foram bastante reduzidas variando de zero a 0,003 mm. Esse resultado é concordante com as medidas dos acelerômetros situados na base do aerogerador durante a monitoração estrutural em que foi comprovado que praticamente não houve transmissão de movimentos verticais para as fundações (Item 3.3.5). Avaliando a possibilidade de efeitos danosos devido à vibração do aerogerador em pessoas, em estruturas prediais e em máquinas rotativas, verifica-se a ausência de risco de danos.

Apesar da grande variação encontrada para a frequência, por todos os métodos verifica-se diferenças bastante superiores a 30% com relação à faixa de frequência de operação da máquina que é de 18 a 34 rpm, indicando a ausência de risco de fenômenos ressonantes.

Destaca-se ainda também que a constante de mola (k) é mais sensível à variação do valor adotado para o módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) do que o coeficiente de amortecimento (c). Pelos resultados encontrados a partir da proposta de Lysmer e Richart (1966), variações de cerca de 16,7 % no valor de G_{max} provocaram variações de também 16,7 % no valor de k e de apenas 8 % no valor de c .

Com relação à possibilidade de redução das dimensões da fundação do aerogerador estudado, verifica-se que mesmo as tensões máximas transmitidas ao solo de fundação são inferiores a todas as tensões admissíveis estimadas. Os recalques máximos foram estimados, considerando-se a média das tensões transmitidas na condição de operação de pico, na média em 8,2 mm. Neste caso o recalque estimado é inferior ao recalque limite absoluto de 25 mm recomendado por Velloso e Lopes (1996)

para sapatas assentes em areia. Apesar da falta de informação do fabricante do aerogerador estudado quanto ao máximo recalque permitido, com base nos reduzidos valores da parcela dinâmica do recalque obtidos em campo por Roitman e Magluta (2003) no monitoramento estrutural e pelos métodos dinâmicos utilizados verifica-se que dificilmente seria possível ocorrer problemas nas fundações do aerogerador por recalques excessivos.

4.4.6 DISCUSSÃO SOBRE A POSSIBILIDADE DE REDUÇÃO DAS DIMENSÕES DO AEROGERADOR ESTUDADO

Com base nas análises realizadas, um novo dimensionamento das fundações foi realizado a partir dos seguintes procedimentos:

- A força de arrasto (F_a) foi determinada pela NBR 6123/87 modificada a partir da utilização da máxima velocidade de operação do equipamento ao invés da velocidade característica do vento;
- A velocidade máxima de operação do equipamento foi reduzida para 22 m/s;
- A tensão admissível do solo (σ_{adm}) foi determinada pela média dos métodos de Meyerhof (1965) e Terzaghi e Peck (1967);
- A excentricidade foi determinada de forma a não cair fora do dobro do terço médio da fundação ($e \leq 2B/3$), respeitando-se ainda as condições recomendadas por Rodrigues (1985) e Dantas (2007);
- O recalque médio foi calculado a partir dos métodos propostos por Schultz e Sherif (1973), Burland e Burdige (1985), Ménard e Rouseaud (1962) e pela teoria da Elasticidade a partir do módulo de elasticidade fornecido pelos ensaios pressiométricos via método racional (Cunha, 1994);
- A faixa de variação da frequência de vibração foi determinada a partir dos métodos de Alpan (1961), Lysmer e Richart (1966) e Barkan (1962), verificando-se a possibilidade de ressonância se a frequência de vibração das fundações do aerogerador não for distanciada da frequência de excitação em, no mínimo, 30%.

Para a adoção dos procedimentos adotados no novo dimensionamento da fundação do aerogerador estudado, é importante ressaltar que a força de arrasto (F_a) determinada pelos ensaios realizados em túnel de vento foi excessivamente elevada,

quando se compara o momento medido no monitoramento com o produto entre F_a , via túnel de vento, e a distância de 46,2m. Ainda mais, o ensaio em túnel de vento é bastante sofisticado, demorado e requer mão-de-obra e equipamentos bastante específicos. Por outro lado, o procedimento sugerido na NBR 6123/87 apresenta aplicação bastante simples e rápida. Além do mais, o momento estimado apresentou a menor diferença com relação aos valores medidos no monitoramento.

A sugestão de redução da velocidade de operação do aerogerador para 22 m/s foi embasada na observação dos registros das medições da velocidade do vento do estado do Ceará no período de 1993 a 1996 (COELCE, 1996). Das quatorze estações existentes ao longo do estado, que coletaram dados a 10, 20 e 30 m de altura observou-se que, das 563 máximas velocidades do vento registradas mensalmente, apenas 8 ocorrências superaram o valor de 22 m/s. Assim, na opinião deste autor, a baixa ocorrência de velocidades superiores não justificaria a utilização de estruturas tão robustas.

Dessa forma, adotando-se uma força de arrasto máxima de 431 kN que foi determinada pela NBR 6123/87 modificada para uma velocidade do vento máxima de operação de 22 m/s e um esforço vertical de 2716,5 kN, estima-se que as dimensões do aerogerador poderiam ser de 7,4 x 7,4 x 1,5 m. Neste caso, teria-se uma redução de 39,4 m³ de volume de concreto, ou seja, de 32 % com relação ao volume de concreto da fundação do aerogerador existente.

A Tabela 4.20 mostra os resultados do novo dimensionamento realizado.

Tabela 4.20 – Resultados do dimensionamento das fundações do aerogerador estudado realizado a partir dos procedimentos sugeridos.

Dimensões (m)	σ_{adm} (kPa).	Tensão aplicada (kPa)			e (m)	w (mm)	f_n (rpm)	
		máxima	mínima	média			mínima	máxima
7,4x7,4x1,5	464	300	-98	150	2,44	5,2	428	1594

A manutenção da velocidade máxima de operação em 25 m/s implica, a partir do procedimento de cálculo sugerido, em uma redução de apenas 2% do volume de concreto da fundação existente.

5. CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho, foram observados os seguintes aspectos:

- Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto estima-se um ângulo de atrito (ϕ) de 40° e a coesão do solo igual a 5 kPa. A massa específica natural foi estimada em 17 kN/m^3 . Por outro lado, as propostas adotadas que utilizam índices de resistência do SPT, indicaram valores para o ângulo de atrito superiores de até 50° ;
- A eficiência do equipamento de sondagem à percussão utilizado foi estimado em 64% cujo valor foi obtido a partir da integral do registro de força ao quadrado. Esta eficiência situa-se abaixo dos valores sugeridos pela literatura (Cavalcante, 2002; Decourt, 1989; Schnaid, 2000). Isso pode ter ocorrido pela associação de uma série de fatores, dentre eles estão a utilização de cordas velhas, atitude dos operadores além da utilização de métodos diferentes na estimativa da energia por cada autor;
- A partir dos resultados dos ensaios pressiométricos observou-se que o valor de k_0 tendeu a convergir para um valor próximo à unidade na profundidade de 7m. No entanto, em cada profundidade as variações obtidas pela utilização do método convencional ou pela técnica de ajuste de curva são consideráveis ao longo de, praticamente, toda a profundidade ensaiada. As menores diferenças foram obtidas a 7m e as maiores a 1m. Pelo entender do autor desse trabalho, a dificuldade na obtenção da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) pelo método tradicional é a maior responsável pelas diferenças encontradas;
- Obteve-se diferenças de até dez vezes entre o módulo de deformação cisalhante obtido da forma convencional (G_f) e pela forma racional (G_e). Diferenças dessa magnitude são atribuídas aos efeitos do amolgamento do solo presentes na obtenção do referido parâmetro pela forma tradicional e que, pela forma racional, são considerados a partir da teoria da expansão da cavidade;

- Os módulos de cisalhamento elásticos (G_e) obtidos foram da mesma ordem de grandeza do referido módulo cíclico (G_{ur}), com valores até cinquenta pontos percentuais superiores. A obtenção de valores de G_e superiores aos de G_{ur} é atribuída à má forma dos laços de descarga-recarga obtidos nos ensaios e à simplificação do modelo teórico;
- Apesar da metodologia de Ohsaki e Iwasaki (1973), que utiliza resultados da sondagem à percussão (SPT), apresentar em quatro metros de profundidades valores de G_{max} ligeiramente abaixo da faixa de variação adotada nesta pesquisa, esta proposta foi a que apresentou estimativas do módulo de deformação cisalhante mais próximas das obtidas com Hardin (1978);
- Com base em todas as metodologias utilizadas nesta tese, obteve-se uma ampla faixa de variação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) que foi estimada, a partir de ensaios pressiométricos (PMT) e de sondagens à percussão (SPT), entre 186 e 834 MPa;
- A dificuldade na estimativa de G_{max} a partir de métodos que dependem exclusivamente da deformação cisalhante está diretamente relacionada ao fato de que G_{max} depende de diversos outros fatores como por exemplo, o índice de vazios, a tensão efetiva, o índice de plasticidade, a tensão de pré-adensamento e do número de ciclos de carga;
- Adotou-se para o coeficiente de arrasto (C_D) a média dos valores obtidos experimentalmente no túnel de vento, que foi de 1,27. Esse valor, segundo Freire (2003), está dentro dos limites esperados da faixa de Reynolds para um cilindro;
- O monitoramento estrutural indicou que as maiores velocidades do vento coincidiram com os máximos valores dos momentos fletores medidos, demonstrando coerência entre os valores obtidos;
- Os valores da força de arrasto estimados por simulação numérica e túnel de vento foram bastante próximos. O valor médio encontrado para a força de arrasto foi de 590 kN e para o momento 26881 kNm. Os maiores esforços, tanto para o momento quanto para a força de arrasto, foram estimados pelo túnel de vento e os menores pela extrapolação das medidas obtidas pelo monitoramento;

- Comparando-se estimativas dos momentos atuantes no aerogerador realizadas a partir do túnel de vento e da Norma NBR 6123/87 modificada com os esforços medidos “in situ” no monitoramento do aerogerador para as mesmas condições de vento de 1 a 9 m/s, verificou-se que, quase sempre, os momentos estimados são superiores aos medidos no monitoramento. Os momentos estimados na faixa de velocidade de vento pesquisada foram em média 55 % e 35 % superiores para o túnel de vento e para a NBR 6123/87 modificada, respectivamente;

- É reconhecida a importância da utilização do túnel de vento para simular o comportamento de estruturas sujeitas à ação do vento (Freire, 2003; ABNT, 1987 e Pravia e Chiarello, 2003). No entanto, o ensaio é caro, demorado, utiliza equipamentos sofisticados e necessita de profissionais especializados;

- A tensão máxima aplicada ao solo pela fundação foi de 399,8 kPa e a mínima foi de 125,7 kPa. Na configuração atual (9 x 9 x 1,5 m), a elevada excentricidade obtida por ação do vento provocou nas fundações do aerogerador uma faixa de tensões de tração de cerca de 2,15 m de sua base, que corresponde a 23,9% da superfície da fundação em contato com o solo atendendo, portanto, às recomendações de Dantas (2007) e também às condições de Rodrigues (1985);

- O menor valor estimado para a tensão admissível do solo com base no SPT foi de 410 kPa obtido pelo método de Meyerhof (1965) e o maior foi de 920 kPa obtido pelo método prático;

- As tensões admissíveis estimadas por meio dos ensaios de laboratório foram as mais elevadas e as realizadas com base no SPT as menores. O PMT apresentou uma estimativa intermediária. O método de Meyerhof (1965) apresentou o menor valor, 410 kPa, e o maior valor, 4777,3 kPa, foi estimado a partir da proposta de Terzaghi (1943);

- As enormes diferenças encontradas a partir das metodologias de Terzaghi (1943) e Vesic (1975) ocorreram pela presença de esforços horizontais, que é considerado apenas na proposta de Vesic (1975);

- Descartando os valores demasiadamente elevados, obtidos com base na teoria da elasticidade via Oedômetro, e utilizando resultados de ensaios pressiométricos pela análise tradicional, verificou-se que os recalques estimados para os máximos valores de tensões transmitidas variaram de 5,5 a 15,3 mm, com valor médio de 8,2 mm. As estimativas para o recalque a partir de ensaios oedométricos foram demasiadamente elevadas devido à dificuldade encontrada na reconstituição das amostras ensaiadas e a partir dos ensaios pressiométricos, via análise tradicional, devido à dificuldade em se prever o módulo de elasticidade do solo (E) a partir do módulo pressiométrico inicial (E_i) do PMT;

- A constante de mola (k) apresenta resultados mais sensíveis à variação do valor adotado para o módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}), do que o coeficiente de amortecimento (c);

- Quanto às estimativas das amplitudes de vibração (A_z), as propostas de Lysmer e Richart (1966) e de Barkan (1962) estimaram valores bastante reduzidos variando de 0,001 a 0,003 mm, mas que são bastante compatíveis com as determinações de Roitman e Magluta (2003), obtidas a partir do monitoramento estrutural.

Com base nas observações conclui-se que:

- Dentre todas as propostas adotadas nesta tese que utilizam os resultados da sondagem à percussão (SPT), a que apresentou valores do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) mais coerentes foi a de Seed et al (1983). Já dentre as que utilizam os resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), a proposta de Kaltesiotis et al. (1990) em função do módulo cisalhante inicial (G_i) foi a que apresentou os resultados mais concordantes com relação a faixa de variação adotada que teve como base a proposta de Hardin (1978) e os resultados obtidos por Barros (1990);

- Tanto ensaios pressiométricos (PMT) quanto sondagens à percussão (SPT) podem ser utilizadas para a determinação de G_{max} de solos arenosos desde que utilizados com os métodos propostos por Kaltesiotis et al. (1990)) em função do módulo cisalhante inicial (G_i) e Seed et al (1983), respectivamente;

- A redução do módulo de cisalhamento (G) ocorre, de maneira considerável, acima de $10^{-3}\%$ de deformação cisalhante;
- Com base no monitoramento, os sensores situados na base do aerogerador apresentaram valores muito baixos, indicando que praticamente não ocorreu transmissão de movimentos verticais para as fundações do aerogerador;
- A força de arrasto aplica-se um pouco abaixo do centro da nacele do modelo. A favor da segurança concluiu-se que esta força pode ser estimada como situada no ponto médio da nacele, ou seja, a 46,2 m de sua base;
- Como a NBR 6123/87 modificada apresentou as estimativas do momento mais próximas dos valores extrapolados pelo monitoramento, conclui-se que esta é uma alternativa bastante atrativa para projetos dessa natureza;
- Não é recomendável a adoção da carga estática equivalente na determinação das tensões transmitidas ao solo de fundação de estruturas de aerogeradores, pois, comparando-se a tensão transmitida via carga equivalente estimada em 137 kPa com a tensão máxima com base no túnel de vento, de 400 kPa, observa-se que a primeira é apenas cerca de 34,3 % do valor da segunda;
- Verificou-se que em nenhuma das metodologias utilizadas a tensão máxima aplicada superou a tensão admissível do solo, indicando que as fundações do aerogerador estudado na configuração atual (9 x 9 x 1,5 m) é estável quanto à ruptura do solo;
- A faixa de variação das estimativas da frequência natural foi ampla, variando de 331 a 1529 rpm. Com exceção do método “German Research Society for Soil Mechanics”, os métodos empíricos estimaram os menores valores. Os valores da frequência natural estimados pelos métodos empíricos de Tschebotarioff e Ward (1948), Alpan (1961) e Haase (1975), para uma tensão aplicada igual a 199,9 kPa (σ_{med}), foram bastante concordantes e variaram de 331 a 404 rpm. Os métodos do semi-espço elástico estimaram os maiores valores da frequência natural cujo valor, em média, variou de 1233 a 1333 rpm. Pela proposta que considera o solo como um conjunto de molas lineares sem peso de Barkan (1962), a frequência natural foi estimada em 1529 rpm.

- Concluiu-se que na configuração atual (9 x 9 x 1,5 m) os recalques são aceitáveis;

- Praticamente em todas as análises de recalque realizadas, o acréscimo de recalque por ação do vento, correspondeu a cerca de 90 % do recalque total. Isso leva a concluir que análises criteriosas considerando-se a ação do vento são absolutamente imprescindíveis em projetos de fundações superficiais de aerogeradores;

- Apesar da grande variação encontrada para a frequência, por todos os métodos, verificou-se diferenças bastante superiores a 30% com relação à faixa de frequência de operação da máquina indicando a ausência de riscos de fenômenos ressonantes;

- O elevado valor da velocidade do vento adotada no projeto, de 25 m/s, faz com que haja a necessidade de estruturas bastante robustas. Neste contexto, deve haver um compromisso do valor adotado como velocidade do vento de projeto entre o máximo valor da região e o valor médio medido em estações. Como a velocidade média do vento da região é de 8,5 m/s e velocidades superiores a 22 m/s tem recorrência reduzida, estruturas projetadas para operar a velocidades superiores a esta são anti-econômicas. Dessa forma, com a adoção de uma velocidade máxima de operação reduzida para 22 m/s não só se obtém fatores de segurança adequados como consegue-se projetar fundações mais econômicas;

- Reduzindo-se a máxima velocidade do vento de operação para 22 m/s, estima-se que as dimensões da fundação do aerogerador poderiam ser reduzidas para 7,4 x 7,4 x 1,5 m proporcionando uma economia de 39,4 m³ no volume de concreto, ou seja, de 32 % com relação ao volume de concreto da fundação do aerogerador existente.

5.2 SUGESTÕES

A realização desta tese permitiu o estabelecimento das seguintes sugestões:

- Realização de ensaios sísmicos para a obtenção direta do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{\max}) do solo estudado nesta tese a baixíssimas deformações e posterior comparação com os valores estimados a partir de métodos que utilizam resultados de ensaios pressiométricos (PMT) e de sondagens à percussão (SPT);
- Realização de ensaios dinâmicos a partir do equipamento Geogauge para determinação do módulo de deformação cisalhante máximo (G_{\max}) e posterior comparação com valores de G_{\max} determinados por ensaios sísmicos;
- Estimativa do G_{\max} do solo estudado a partir da realização de ensaios de cone (CPT) e comparação com os valores estimados a partir de métodos que utilizam resultados de ensaios pressiométricos (PMT) e de sondagens à percussão (SPT);
- Realização de uma análise numérica integrada integrada solo-estrutura realizada a partir da utilização de módulos de deformação cisalhante (G) obtidas por meio de ensaios SPT, PMT, CPT e sísmicos;
- Determinação e comparação do coeficiente de compressão elástica uniforme (c_z) do solo estudado (Barkan, 1962) de três formas distintas: em função do módulo de elasticidade, utilizando-se um bloco de ressonância e através de ensaios de placa cíclicos;
- Realização provas de carga lentas, rápidas e cíclicas, sobre placas, para determinação da tensão admissível e do recalque e posterior comparação com os resultados encontrados nesta tese.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. C. F. (1997). Análise Sísmica na Região Sudeste Brasileira. Aplicação a Oleodutos da Indústria Petrolífera. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. 205 p.

ALMEIDA NETO, E. S. de (1989). Introdução à Análise Dinâmica de Fundações de Máquinas. Dissertação de Mestrado. EPUSP. São Paulo. 120 p.

ALONSO, U. R. (1994). Correlação entre o Atrito Lateral Medido com o Torque e o SPT. Revista Solos e Rochas. São Paulo, Vol. 17, no 3. pp. 191-194.

ALPAN, I. (1961) Machine Foundations and Soil Resonance. Geotechnique, vol. 11, pp. 95-113.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS (1987). ASTM D4719/87. Standard Test Method for Pressuremment Testing in Soils. Annual Book of ASTM Standards, New York , v. 04.08.

ARYA, S. C., O'NEILL, M. W. e PINKUS, G. (1979). Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines. Gulf Publishing Co.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). NBR 6484/01 - Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996). NBR 6122/96 – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 6123/87. Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 6457/86. Preparação de Amostras de Solo para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização, Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181/84. Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508/84. Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica, Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). MB 3388/91. Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). MB 3324/90. Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. Rio de Janeiro.

ATKINSON, J. (1993). An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. MacGraw-Hill, London.

BARKAN, D.D. (1962). Dynamics of Bases and Foundations. McGraw-Hill Book Company, New York, 434 p.

BALAKRISHNA RAO, H. A. e NAGARAJ, C. N. (1960). A New Method for Predicting the Natural Frequency of Foundation-Soil Systems. Structural Engineer, pp. 310-316.

BARROS, J. M. C. (1990). Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Brasileiros Determinados em Ensaios de Coluna Ressonante. In: . Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 9, Salvador. Anais, v. 2, pp. 475-484.

BARROS, J. M. DE (1991). Módulo de Cisalhamento Dinâmico do Solo Residual do Campo Experimental da EPUSP/ABEF. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE II. São Paulo. pp. 9-16.

BARROS, J. M. C.; GIACHETI, H. L. e MARTINS, M. C. R. (1991). Dynamic Properties of Some Brazilian Lateritic Soils. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Chile. v. 1, pp. 15-27.

BARROS, J. M. DE (1994). Factors Afecting Dynamics Properties of Soils. Report, The University of Michigan, Ann Arbor, 169p.

BARROS, J. M. (1997). Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo. 437p.

BARROS, J. M. de C. e HACHICH, W (1998). Fundações Sujeitas a Esforços Dinâmicos in: Fundações: Teoria e Prática. Ed. PINI Ltda. São Paulo. pp. 409-442.

BARROS, J. M. de C.; SILVEIRA, R. M. da S. e AMARAL, C. dos S. (2006). Módulo de Cisalhamento Máximo de Uma Argila Marinha Remoldada. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Curitiba.

BELINCANTA, A. (1985), Energia Dinâmica no SPT - Resultados de uma Investigação Teórico-Experimental, Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.

BELICANTA, A.; ALVIN, F. M.; NAVAJAS, S. e SOBRINHO, R. R. (1994). Métodos para Medida de Energia Dinâmica no SPT. Revista Solos e Rochas. São Paulo. vol. 17, no 2. pp. 93-110.

BELINCANTA, A., NAVAJAS, S. e SOBRINHO, R.R. (1994b), “Métodos para Medida de Energia Dinâmica no SPT”, Revista Solos e Rochas. São Paulo. vol. 17, n. 2, pp. 93-110.

BELINCANTA, A. (1998), Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT, Tese de Doutorado. EESC/USP, São Carlos.

BELINCANTA, A. e CINTRA, J.C.A. (1998), “Fatores Intervenientes em Variantes do Método ABNT para Execução do SPT”. Revista Solos e Rochas. São Paulo. vol. 21, n. 3, pp. 119-133.

BLESSMANN, J. (1964). Do Problema do Vento em Edifícios. Editora da URGs. Porto Alegre.

BLESSMANN, J. (1978). Efeito do Vento em Edificações. Editora da URGs. Porto Alegre.

BLESSMANN, J. (1990). Aerodinâmica das Construções. 2ª Edição. Ed. SAGRA. Porto Alegre. 263 p.

BOWLES, J. E. (1988). Design of Foundations for Vibration Control in: Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Book Company, New York. pp. 894-937.

BOSCH, D.; MÁNTARAS, F. M. e SCHNAID, F. (1997). Previsão de Parâmetros Geotécnicos em Solos Coesivos-friccionais Através do Ensaio Pressiométrico. Solos e Rochas. São Paulo. ABMS. vol. 20, n° 1, pp. 25-36.

BOSCH, D. R. (1996). Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivos-Friccionais Através de Métodos Analíticos. Dissertação de Mestrado. UFRGS. Porto Alegre.

BRANDÃO, R. L. (1995). Sistema de Informações para a gestão e administração Territorial da Região Metropolitana de Fortaleza - Projeto SINFOR: Diagnóstico Geoambiental e os Principais Problemas de Ocupação do Meio Físico da Região Metropolitana de Fortaleza: CPRM. Fortaleza. 88 p.

BRIAUD, J. L. (1992). The Pressuremeter, Trans Tech Publications, Rotterdã: A. A. Balkema, 322 p.

BURLAND, J. B. e BURBIDGE, M. C. (1985). Settlements of foundations on sand and gravel, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, vol. 78.

BYRNE, P. M.; SALGADO, F. M. e HOWIE, J. A. (1990). Relationship between the Unload Shear Modulus from Pressuremeter Tests and the Maximum Shear Modulus for Sand. 3rd ISPMA, Oxford Univ., pp. 231-241.

CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K. e GILLESPIE, D. (1986). A Seismic Cone Penetrometer for Offshore Applications. Proceedings of the Oceanology International' 86, International Conference: Advances in Underwater Technology, Ocean Science and Offshore Engineering, Brighton, UK, 6, Chapter 51.

CAVALCANTE, E. H.; BEZERRA, R. L.; CONCIANI, W.; SOARES, J. M. e MEDEIROS, J. L. G. de (2000). Experiência com o Pressiômetro de Ménard em Solos do Nordeste Brasileiro. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE IV. São Paulo. pp. 266-277.

CAVALCANTE, E.H. 1997. Uma contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão – Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife, Através da Utilização do Pressiômetro Ménard. Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande, 170 p.

CAVALCANTE, E.H. 2002. Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 410 p.

CAVALCANTE, E. H., DANZIGER, F.A.B. e DANZIGER, B.R. (2004), Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation, Second International Conference on Site Characterization (ISC'2). Porto, Portugal. vol. Único, pp. 293-298.

CAVALCANTI, V. M. M. (1998). Qualidade das Areias Marinhas para Utilização como Agregado na Construção Civil, na Região Metropolitana de Fortaleza, Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geologia – UFC. Fortaleza.

CARTER, J. P.; BOOKER, J. R. e YEUNG, S. K. (1986). Cavity expansion in cohesive frictional soils. Geotechnique, 36, No 3, pp. 349-358.

CARVALHO, M. M. de (1990). Conforto Humano em Edifícios Altos Devido ao Efeito do Vento. Tese de Mestrado em Estruturas da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 105p.

CLOUGH, P. e PENZIEN J. (1975). Dynamics of Structures. McGraw-Hill Book Co. Singapore. 634 p.

COELCE (2002). Material de Divulgação da Usina Eólica do Mucuripe. Fortaleza-CE.

COELCE (1996). Mapeamento Eólico do Estado do Ceará. Relatório período de 1993 a 1996. Fortaleza-CE.

COLARES, J. Q. dos S. (1995). Mapeamento geotécnico preliminar da Região Metropolitana de Fortaleza(CE) - Escala 1:100.000. Dissertação de Mestrado - Instituto de Geociências e Ciências Exatas - Universidade Estadual Paulista, Campus de Rio Claro.

CONCIANI, W; BEZERRA, R. L. e MEDEIROS, J. L. G. de. (1999). Características de Deformação de uma Areia de Praia obtidas por Pressiômetro. Solos e Rochas. São Paulo. vol. 22, no 3, pp. 207-214.

COSTA, A. A. (1988). Análise de Fundações de Máquinas Sujeitas a Excitações Verticais. Tese de Mestrado em Geotecnia da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 184 p.

CROCKETT, J. H. A. (1958). Modern Foorging Hammer Foundations, Civil Engineering and Public Works Review, London, Parts 1-4.

CROCKETT, J. H. A. e HAMMOND, R. E. R. (1948). The Dynamics Principles of Machine Foundations and Ground, Proceedings of Institution of Mechanical Engineers, London, vol. 160, no. 4, pp. 12-31.

CUNHA, R. P. (1997). Investigações de Campo. Apostilha da Disciplina de Investigação de Campo do Curso de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília-UnB. Brasília.

CUNHA, R. P.; SALES, M. M.; PINTO, C. S. e SAMPAIO JÚNIOR, J. L. C. (2004). Ensaio Pioneiros de Pressiômetro Auto-perfurante em Solos da Cidade de Goiânia-GO.

Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE V. Vol. 1. São Paulo. pp. 521-532.

CUNHA, R. P.; PEREIRA, J. H. F. e VECCHI, P. P. L. (2001). The Use of the Ménard Pressuremeter Test to Obtain Geotechnical Parameters in the Unsaturated and Tropical Brasília clay. Int. Conference In Situ Measurement of Soil Properties. Bali, May.

CUNHA, R. P.; COSTA, A. F. e PASTORE, E. L. (2000). Ensaio Pressiométrico em Ardósia Alterada para o Estudo do Prolongamento do Metrô de Brasília-DF. Solos e Rochas. São Paulo. vol. 23, nº 1, pp. 57-67.

CUNHA, R. P. (1996). A New Cavity Expansion Model for to Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand. Solos e Rochas. São Paulo. Vol. 19, nº 1, pp. 15-27.

CUNHA, R. P. (1985). Notas de aula do curso de instrumentação geotécnica. Universidade de Brasília - UnB. Brasília.

CUNHA, R. P. e CAMPANELLA, R. G. (1998). Interpretation of Selfboring Pressuremeter Tests Using a Curve Fitting Approach. Geotechnical Site Characterization. Balkema, Rotterdam. pp. 759-764.

CUNHA, R. P. (1994). Interpretation of self-boring pressuremeter tests in sand. Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver.

CUSTÓDIO, G. S.; MINETTE, E. e REZENDE, D. de S. (2006). Estudo de Alguns Parâmetros obtidos Através dos Ensaio DMT e PMT de Ménard. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Curitiba.

DANTAS, G. V. (2007). Comunicação pessoal.

DÉCOURT, L. (1992). Fundações Rasas. Anais da Mesa Redonda Solos na Cidade de São Paulo. pp. 217-228.

DECOURT, L. (1989), The Standard Penetration Test – State of Art Report: In: XII ICSMFE. Rio de Janeiro. vol. 4.

DECOURT, L. e QUARESMA FILHO, A. R. (1991). The SPT-CF, na Improved SPT. SEFE II. São Paulo. vol. I, pp. 106-110.

DECOURT, L. e QUARESMA FILHO, A. R. (1994). Practical Applications of the Standart Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends. Proc. of XIII ICSMFE. New Delhi. vol. 1, pp. 143-146.

DE MELO, V. F. B. (1971). The Standart Penetration Test. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4, ASCE, Porto Rico, v. 1.

DE SOUZA COUTINHO, A. G. F. (1990). Radial expansion of cylindrical cavities in sandy soils: application to pressuremeter tests. Canadian Geot. Journal, 67, pp. 737-748.

DINIZ DA GAMA, C. e BERNARDO, P. M. (2002). Estudos Geológicos, Geotécnicos e de Microvibração em Terrenos para Fundações Sensíveis. 8º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.

DNER-IE 005/94. Solos – adensamento. Norma rodoviária.

DOURADO, J. C.; PRADO, R. L.; TAIOLI, F.; IYOMASA, W. S. e CORDEIRO, R. P. (1994). O Ensaio “Cross Hole” e as Correlações com Outros Ensaios Geotécnicos. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF. Foz do Iguaçu. vol. 2.

EDIL, T. B. e LUH, G. H. (1978). Dynamic Modulus and Damping Relationships for Sands. In: Speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, California. Proceedings, ASCE, v. I, pp. 34-409.

FAHEY, M. (1992). Shear Modulus of Cohesionless Soil: Variation with Stress and Strain Level. Can. Geotech. J.29, pp. 157-161.

FERREIRA, I. A. (2003). Simulação Numérica para Verificação das Cargas na Fundação para Condição de Pico de Velocidade de Vento. Projeto Otimização Estrutural Torre e Fundação de Aerogeradores. Relatório Interno. Convênio UNIFOR/UFC/COELCE. Fortaleza.

FERREIRA, R. S. (1992). Interpretation os pressuremeter tests using a curve fitting technique. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering. University of Alberta.

FRANCISCO, G. M. (1997). Ensaios de Piezocone Sísmico em Solos. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio. Rio de Janeiro. 137p.

FREIRE, A. P. S. (2003). Medição das Propriedades Dinâmicas de um Aerogerador. Relatório COPPETEC – UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro.

FURTADO, K da F. (1998). Avaliação de Parâmetros de Resistência e Deformabilidade em Subsolos Arenosos da Cidade de J. Pessoa, Através do Pressiômetro de Ménard. Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande.

GERSCOVICH, D. M. S. (2001). Equações para Modelagem da Curva Característica Aplicadas a Solos Brasileiros. Ñ SAT'2001 – 4o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Porto Alegre.

GIACHETI, H. L.; MIO, G. de; DOURADO, J. C. e MALAGUTTI FILHO, W. (2006). Comparação entre Resultados de Ensaios Sísmicos Down-hole e Cross-hole no Campo Experimental da UNESP de Bauru. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Curitiba.

GUSMÃO FILHO, J. A. (2002). Solos: Da Formação Geológica ao Uso na Engenharia, Ed. UFPE. Recife. 185p.

GUERRIN, A. (2002). Tratado de Concreto Armado - As Fundações. Vol. 2. 1ª Edição. Hemus Editora Ltda. 322p.

HAASE, A. (1975). Fundações de Máquinas Rotativas. Publicações Montreal-1. 56 p.

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

HOOL, G. A. e KINNE, W. S. (1943). Foundations, Abutments and Footings. McGraw-Hill, New York. Sec. pp. 6-17.

HSIEH, T. K. (1962). Foundation Vibrations. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Vol. 22, pp. 211-226.

HUGHES, J. M.; WROTH, C. P. e WINDLE, D. (1977). Pressuremeter tests in sands. Geotechnich, 27. No. 4, pp. 455-477.

IAE (2005). Túneis de Vento. Fonte: <http://www.iae.cta.br/ASA/asa-l/asalaerodinamica.html>, consultada em 03/04/05.

IPLANCE - Fundação Instituto de Planejamento do Ceará. (1995). Ranking dos Municípios: Indicadores Selecionados. Fortaleza.

ISHIBASHI, I e ZHANG, X. (1993). Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay. Soils and Foundations, JSSMFE, v. 33, no. 1, March, pp. 182-191.

ISOPT 1 (1988). Proceedings of the First International Symposium. Orlando.

ISSMFE (1989). International Test Procedure for the Standart Penetration Test. Report of the Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures CPT-SPT-DF-WST.

KALTEZIOTIS, N. A.; TSIAMBAOS. G.; SABATAKAKIS, N. e ZERVOGIANNIS. (1990). Prediction of Dynamic Parameters from Pressuremeter and Other In-Situ Tests. In: International Symposium on Pressuremeters, 3. Proceedings, British Geotechnical Society, pp. 391-400.

KRAMER, S. L. (1996). Dynamic Soil Properties in: Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Inc. Upper Saddle River, New Jersey 07458.

KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.; SCHNAID, F. e GEHLING, W. Y. Y. (2000). Previsão da Colapsibilidade de Solos com Base em Ensaio Pressiométrico. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE IV. São Paulo. pp. 299-311.

KRATZ DE OLIVEIRA, L. A. e SCHNAID, F. (2000). Desenvolvimento de um Sistema Pressiométrico de Pré-furo. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE IV. São Paulo. pp. 287-298.

KULHAWY, F. H. e MAYNE, F. H. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. CORNELL UNIVERSITY, Geotechnical Engineering Group, New York.

LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. (1976). Mecânica de Suelos. Editorial Limusa. México. 582 p.

LIMA, F. de A. M. (1976). Fotointerpretação de Praias e Dunas no Município de Fortaleza, Ceará-Brasil. Tese de Doutorado em Solos e Nutrição de Plantas. Universidade de São Paulo (USP).

LYSMER, J. e RICHART, F. E. (1966). Dynamic Response of Footings to Vertical Loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM1, January, pp. 65-91.

LOPES, S. R. (2004). Previsão da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais em Solos de Dunas, Através do Pressiômetro Ménard. Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande. 129 p.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K. e POWELL, J. J. M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional. London. 312 p.

LUNNE, T. e POWELL, J. J. M. (1993). Recent Developments in Situ Testing in Offshore Soil Investigations. Norwegian Geotechnical Institute. Publication NR. 190. Oslo.

MARCHETTI, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. J. Geotech. Eng. Div., 106, GT3, pp. 299-321.

MARTINS, J. A. de A. (1990). Acelerômetros para Medidas de Vibração e Impacto. Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90. Rio de Janeiro. pp. 53-60.

MAHLER (1981). Características Básicas de Carregamento e Resposta Dinâmica. Projeto COPETEC, ET-15135. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

MEDEIROS, J. L. G. de (1998). Estudo do Comportamento Tensão-deformação de um Depósito Arenoso da Cidade de João Pessoa através do Pressiômetro de Ménard. Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande.

MÉNARD, L. (1975). The Ménard Pressurement, Interpretation and Application of Pressurement Test Results to Foundation Design, Soils – Soils, n° 26.

MÉNARD, L. e ROUSSEAU, J. (1962). L'Evaluation des Tassements – Tendences Nouvelles.

MEYERHOF, G. G. (1965). Shallow Foundations, JSMFD, ASCE, vol 91, no. SM2 (March), pp. 21-31.

MITCHELL, J. K.; GUZIKOWSKI, F. e VILET, W. C. B. (1978). The Measurement of Soil Properties in Situ, Present Methods – Their Applicability and Potential. U.S. Dept. of Energy Report, Dept. of Civil Engineering. Berkeley: Univ. of California.

MOHSIN, A. K. M. e AIRED, D. W. (2005). Influence of Cementation and Density on G_{max} for Sand. 16 ICSMGE, Tokyo. pp. 413-416.

MOORE, P. J. (1985). Theoretical Solutions for Foundation Vibration Problems em P. J. Moore editor, Analysis and Design of Foundations for Vibrations. A. A. Balkema, Rotterdam. pp. 195-266.

MORGAN, J. R. e MOORE, P. J. (1968). Application of Soil Dynamics to Foundation Design. In: Soil Mechanics, Selected Topics. Edited by J.K. Lee. Butterworth & Co. (Publishers) Ltd. pp. 465-527.

MOURA, A. S.; SILVA FILHO, J. R. e SILVA FILHO, J. R. (2004). Ensaio Especiais para Otimização de Aerogeradores. Revista Coelce Conhecimento. Fortaleza. Ano I, nº 01. pp. 37-41.

MURTHY, R.; NAZARIAN, S. e PICORNEIL, M. (1991). Dynamic Properties of Cemented Silts of Southwest U.S.A. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Chile. vol.1, pp. 309-322.

NAGENDRA, M. V. e SRIDHARAN, A. (1981). Response of Circular Footings to Vertical Vibrations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, Technical Notes, Vol. 107, No. GT7, July, pp. 989-995.

ODEBRECHT, E (2003), Medida de Energia no Ensaio SPT. Tese de Doutorado, UFRGS.

OHSAKI, Y. e IWASAKI, R. (1973). On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits. Soils and Foundations, JSSMFE, v. 13, n. 4, Dec., pp. 59-73.

ORTIGÃO, J. A. R.; CUNHA, R. P. e ALVES, L. S. (1996). In Situ Tests in Brasília Porous Clay. Canadian Geotechnique, Canadá. pp. 189-198.

OHTA, Y. e GOTO, N. (1978). Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Proceedings, v. 6, pp. 167-187.

PALACIOS, A. (1977). Theory and Measurement of Energy Transfe During Standart Penetration Test Sampling. Ph.D. Thesis University of Florida. Gainesville, USA.

PANTEA, P. (2003). Antivibration Isolation of Foundation Against Mobile Sources of Vibration. Proc. ECSMGE. Vanicek et al. (eds). Prague. vol 2. pp. 797-802.

PECK, R. B.; HANSON, W. F. e THORNBURN, T. H. (1953). Foundation Engineering. New York: Wiley.

PEREIRA, A. de L. (1993). Análise Aeroelástica de Turbinas Eólicas de Eixo Horizontal. Tese de Mestrado em Estruturas da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 153 p.

PEREIRA, C. dos S. (2004). Fundações. Instituto Superior Técnico. FUNDA.TR. Lisboa. 290 p.

POWELL, J. M. e BUTCHER, A. P. (2004). Small Stiffness Assessments From In Situ Tests. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Viana da Fonseca & Mayne (eds). Porto. pp. 1717-1729.

PRAKASH, S. e PURI, V. K. (1981). Dynamic Properties of Soils From In-situ Tests. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineerings. ASCE, vol. 107, no. GT7, pp. ,943-963.

PRAVIA, Z. M. C. e CHIARELLO, J. A. (2003). Automação da Determinação de Forças Devidas ao Vento em Edificações de Planta Retangular e Cobertura a Duas Águas segundo a NBR 6123/1988. Revista Construção Metálica. Julho/Agosto.

QUARESMA, A. R.; DECOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S. e DANZIGER, F. (1998). Investigações Geotécnicas. In: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo. Ed. PINI Ltda. pp. 119-196.

RANZINI, S. M. T. (1988). SPTF. Revista Solos e Rochas. São Paulo. vol. 11, pp. 29-30.

RATTON, R. B. e SAYÃO, A. S. F. J. (1994). Ensaio Triaxiais em Areias Saturadas. X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu. pp. 451-458.

RAVARA, A. (1969). Apontamentos das Palestras sobre Dinâmica das Estruturas. Promovido por Tecnosolo Eng. Consultores.

RESNICK, R. E HALLIDAY, D. (1984). Física. Vol 2. Livros Técnicos e Científicos Editora. 4a Ed. Rio de Janeiro. 309 p.

RIBEIRO, A. T. F. (1984). Determinação de Propriedades Dinâmicas do Solo no Campo para Análise de Fundações de Máquinas Rotativas. Tese de Mestrado em Geotecnia da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 142 p.

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

ROBERTSON, P. K. e HUGHES, J. M. O. (1986). Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests. In: Int. Symp. on the Pressuremeter and Its Marine Applications, 2, Texas A & M, May, pp. 283-302.

ROCHA FILHO, P. (1991). Ensaio "In Situ" em Solo Residual. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE II. São Paulo.

ROCHA FILHO, P.; ROMANEL, C. e SAYÃO, A. S. J. F. (1983). Interpretações dos Ensaio SPT, CPT, Palheta e Pressiométricos para Projetos Geotécnicos. Relatório Interno do Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ, RI 12/83. Rio de Janeiro.

RODRIGUES, M. (1985). Notas de Aula do Curso de Fundações da EEUFRJ. Rio de Janeiro.

ROITMAN, N. e MAGLUTA, C. (2003). Monitoração do Aerogerador-CE. Relatório Técnico – COPPETEC/PEC 4400A. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro- COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

ROITMAN, N.; MAGLUTA, C. e ARAGÃO FILHO, L. A. C. M. (2004). Monitoração Estrutural de Uma Torre de Um Gerador Eólico. XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural. Mendoza, Argentina. pp. 1-12.

SCHMERTMAN, J. H. (1970). Static Cone to Compute Settlement Over Sand. Journal of the Soil Mechanics and Foudation Engineering, ASCE, vol. 96, pp. 1011-1043.

SCHMERTMAN, J. H.; HARTMAN, J. P. e BROWN, P. R. (1978). Improved Strain Influence Factor Diagrams, JGED, ASCE, vol. 104, no. GT8, pp. 1131-1135.

SCHMERTMAN, J. H. e PALACIOS, A. (1979). Energy Dynamics of SPT. Journal of the Soil Mechanics and Foudation Division ASCE. Vol. 105, n. GT8, pp. 909-926.

SCHNAID, F. (2004). Geo-characterisation and Properties of Natural Soils by in Situ Tests. 16 ICSMGE. Osaka.

SCHNAID, F. (2000). Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos. São Paulo.

SCHNAID, F.; LEHANE, B. M. e FAHEY, M. (2004). In Situ Test Characterisation of Unusual Geomaterials. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1: pp. 49-74.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C. e MANTARAS, F. M. (1995). O Uso do Ensaio Pressiométrico na Determinação de Parâmetros de Solos Não Saturados. Solos e Rochas. São Paulo. vol. 18, n 3, pp. 129-137.

SCHULTZE, E SHERIF, G. (1973). Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observation on Sands, Proc. 8th, Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 225-230.

SEED, H. B. e IDRIS, I. M. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, Report n. EERC 70-10. Earthquake Engineering. Research Center, University of California.

SEED, H. B.; WONG, R. T.; IDRIS, I. M. e TOKIMATSU, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 112, n. 11, Nov., pp. 1016-1032.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. e ARANGO, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 109, n. 3, Mar., pp. 458-482.

SEINFRA (2000). Estado do Ceará, Atlas do Potencial Eólico. Fortaleza-CE

SHIBATA, T. e SOELARNO, D. S. (1975). Stress-Strain Characteristics of Sands Under Cyclic Loading. Japanese Society of Civil Engineering, n. 239, pp. 57-65.

SHIBUYA, S.; TATSUOKA, F.; TEACHAVORASINSKUN, S. e PARK, C. (1991). Elastic Properties of Granular Materials Measured in the Laboratory. X ECSMFE. Firenze. pp. 163-166.

SILVEIRA, R. M. da S.; BARROS, J. M. de C. e AMARAL, C. dos S. (2006). Redução do Módulo de Cisalhamento com a Deformação numa Argila Marinha Remoldada. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Curitiba.

SITE ENERGIA EÓLICA (2005). Centro Brasileiro de Energia Eólica, página da WEB: <http://www.eolica.com.br>, consultada em 04/06/05.

SITE FONTES RENOVÁVEIS (2006). Eólica, página da WEB: http://www.cerpch.unifei.edu.br/fontes_renovaveis/eolica.htm, consultada em 02/08/06.

SOUZA PINTO, C. de (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Ed. Oficina de Textos. São Paulo. 247 p.

SRINIVASULU, P. and VAIDYANATHAN, C. V. (1978). Handbook of Machine Foundations. TATA McGRAW-HILL Publishing Company Ltda. New Delhi. 238 p.

STEPHENSON, R. W.; LUNA, R.; LIU, W. e ANDERSON, N. (2004). Comparison of Cross-Hole, Seismic Cone Penetrometer, Spectral Wave (SASW) to Characterize Bridge Sites in the New Madrid Seismic Zone. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Viana da Fonseca & Mayne (eds). Porto.

SYKORA, D. W. e STOKOE, K. H. (1983). Li Correlations of In Situ Measurements in Sands of Shear Wave Velocity, Soil Characteristics, and Site Conditions. Geotechnical Engineering Report n. GR83-33, The University of Texas at Austin, 484p.

TEIXEIRA, A. H. (1993). Um Aperfeiçoamento das Sondagens de Simples Reconhecimento à Percussão – Anais da Mesa Redonda Solos do Interior de São Paulo. pp. 75-93.

TERZAGUI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd. Edition, John Wiley & Sons, New York.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978). Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo. 513 p.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. e WARD, E. R. (1948). The Resonance of Machine Foundations and the Soil Coefficients with Affect it, Proc. 2nd Intern. Conf. on Soil Mech & Found. Engng, Rotterdam, Vol I, pp. 309-13.

TATSUOKA, F.; IWASAKI, T.; FUKUSHIMA, S. e SUDO, H. (1979). Stress Conditions and Stress Histories Affecting Shear Modulus and Damping of Sand Under Cyclic Loading. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 19, No. 2, June.

VELLOSO, D. DE A. e LOPES, F. de R. (1996). Fundações. Vol I. COPPE/UFRJ. 2^a Ed. Rio de Janeiro. 290 p.

VECCHI, P. P. L.; CUNHA, R. P.; PEREIRA, J. H. F.; SCHNAID, F. e KRATZ DE OLIVEIRA, L. A. (2000). Aplicação do Ensaio Pressiométrico Tipo Ménard na Previsão de Parâmetros Geotécnicos na Argila Porosa de Brasília. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE IV. São Paulo. vol. 3, pp. 312-325.

VESIC, A. S. (1975). Bearing Capacity of Shallow Foundations, Ch.3 in Foundation Engineering Handbook (edited by H.F. Winterkorn and H.-Y. Fang), Van Nostrand Reinhold Co., New York. pp. 121-147.

VESIC, A. S (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. ASCE Journal of Soil Mech Found. Div., 98, SM3, pp. 265-290.

WOOD, D. M. (1990). Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, Cambridge.

YU, B. P. e RICHART, F. E. Jr. (1984). Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands. Journal de Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110. n° 3. pp. 331-345.

APÊNDICE A – CURVAS PRESSIOMÉTRICAS BRUTAS

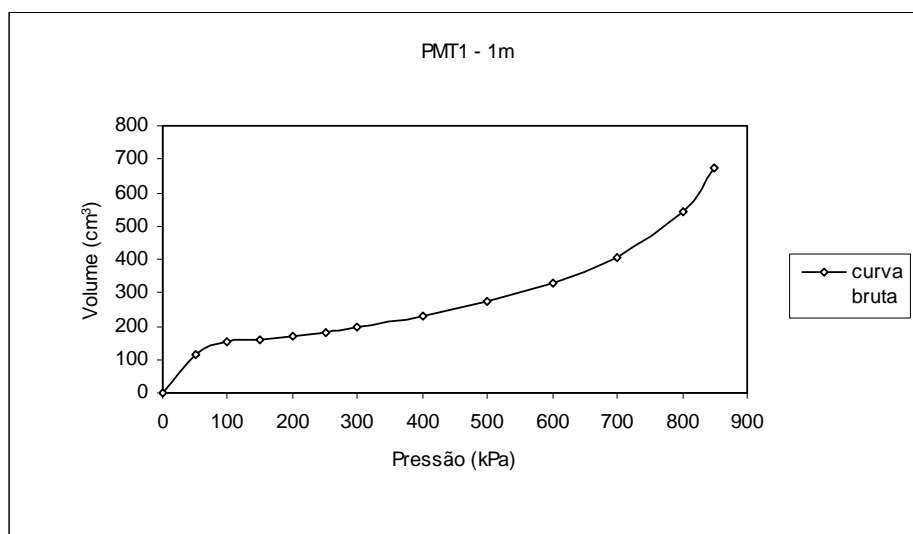


Figura A.1 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

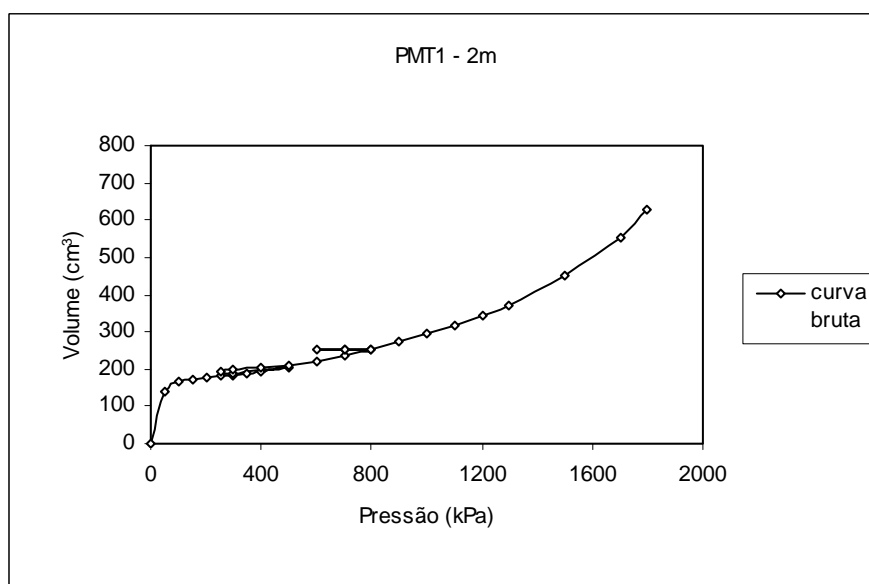


Figura A.2 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT1.

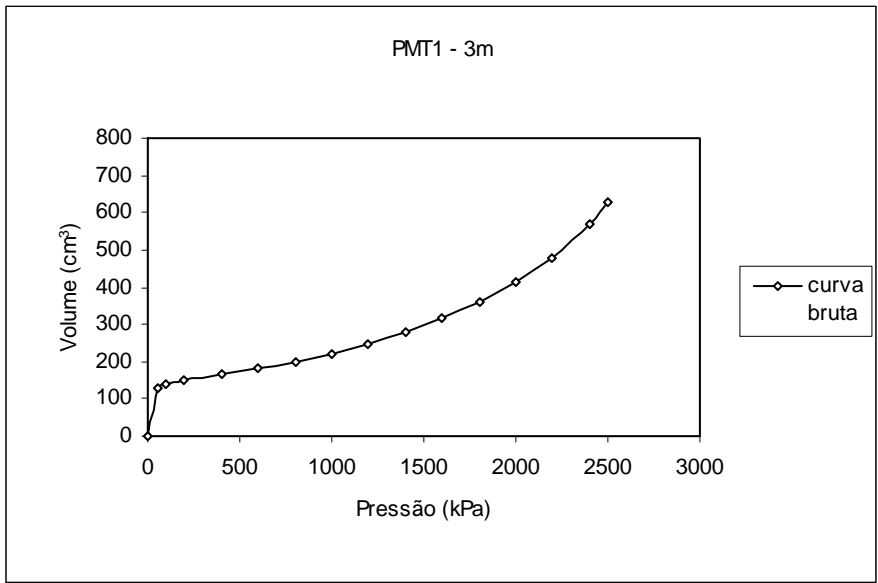


Figura A.3 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT1.

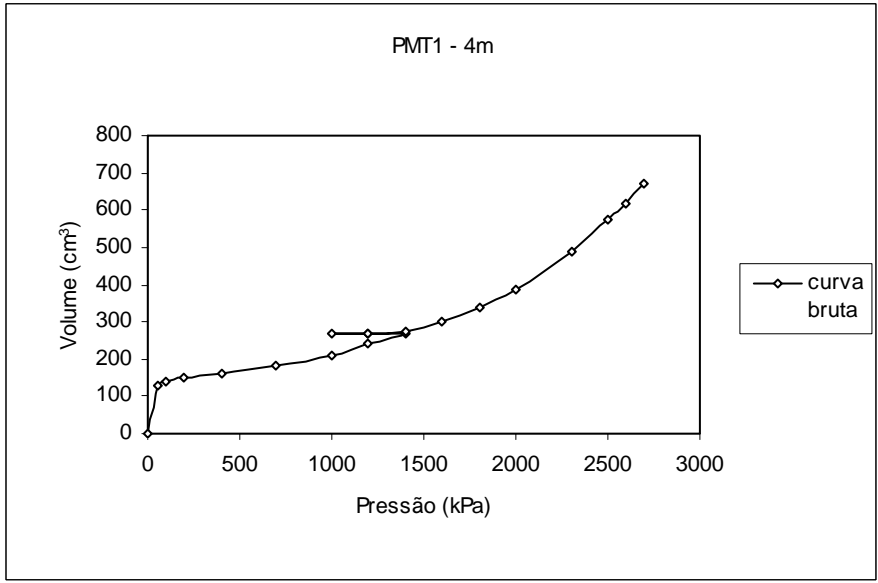


Figura A.4 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT1.

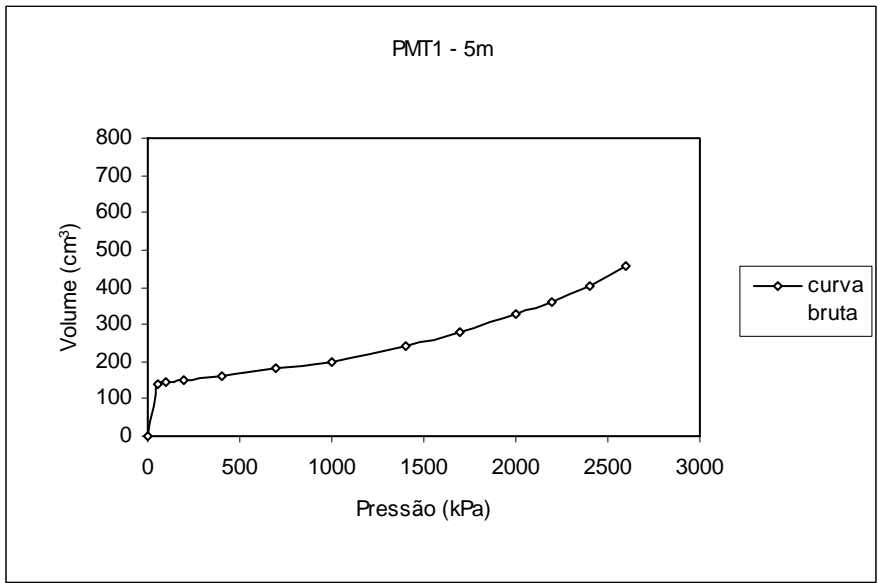


Figura A.5 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT1.

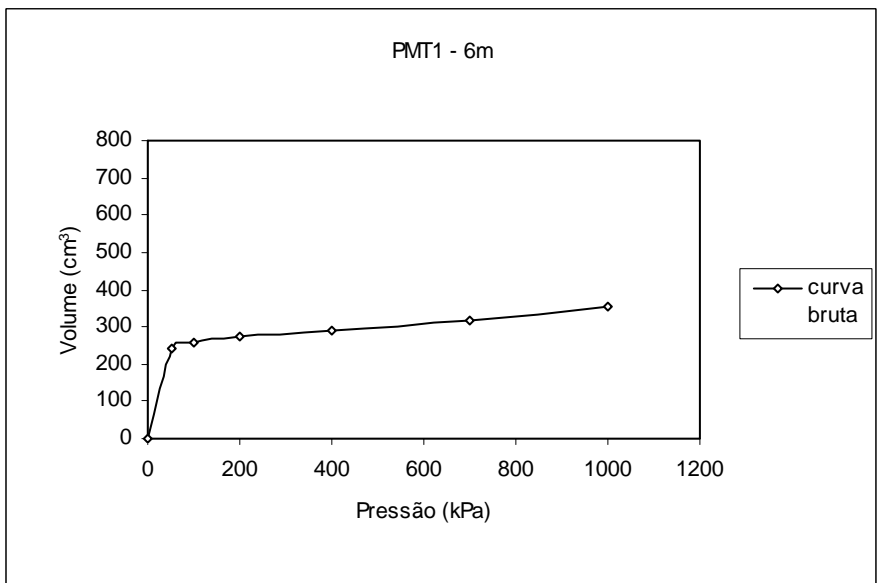


Figura A.6 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT1.

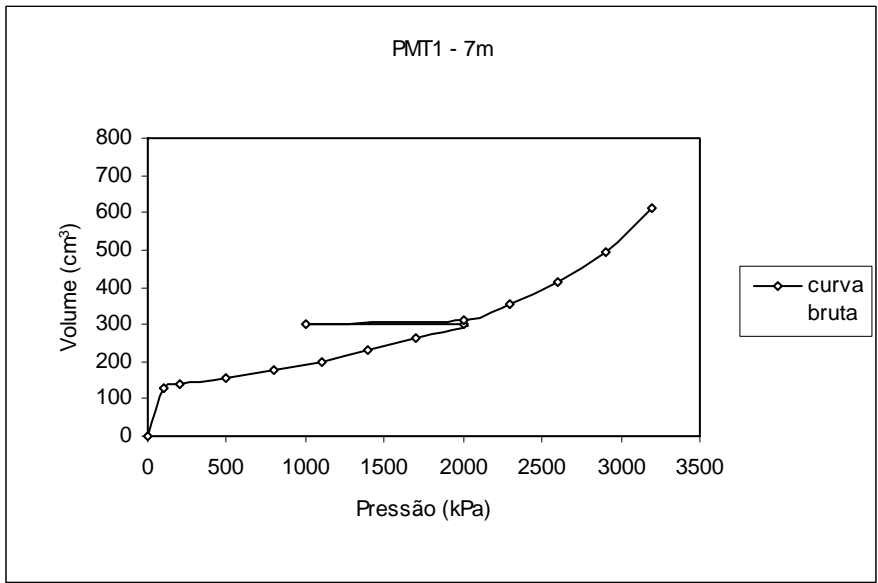


Figura A.7 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT1.

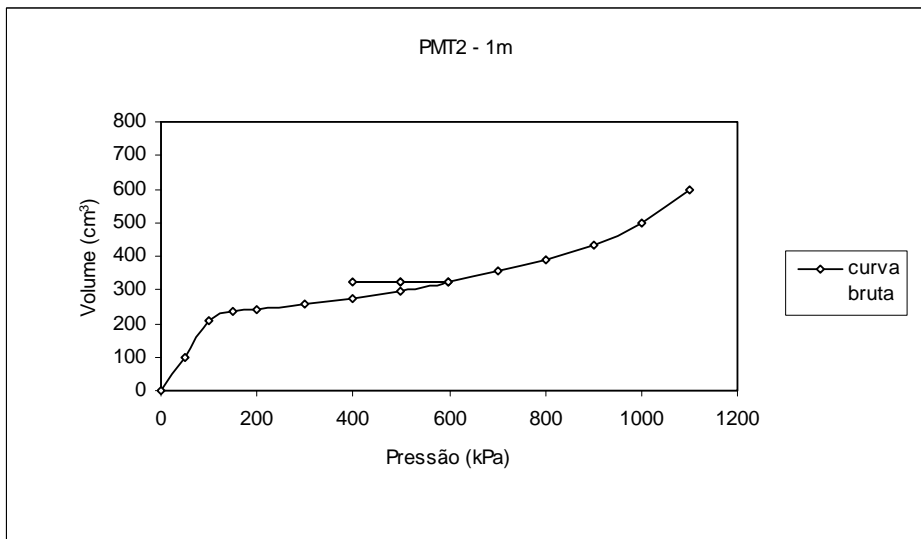


Figura A.8 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT2.

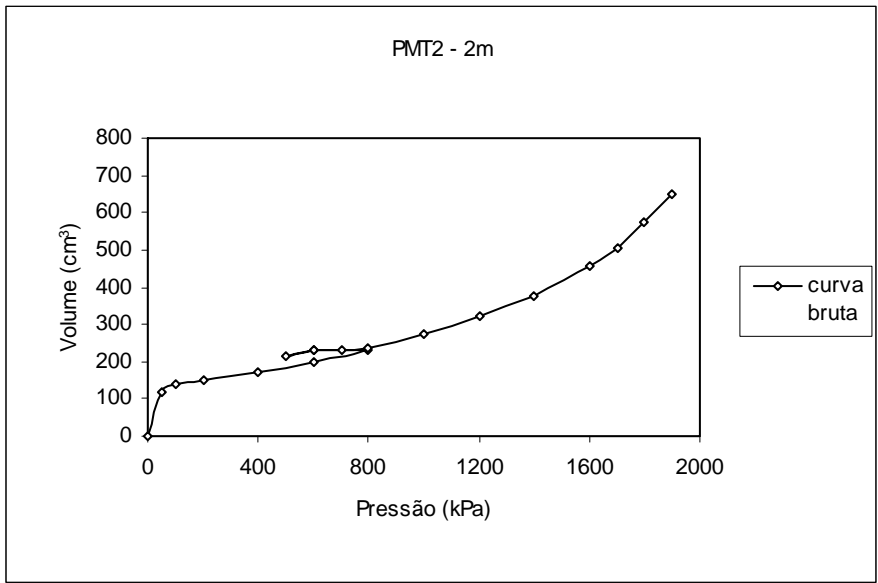


Figura A.9 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT21.

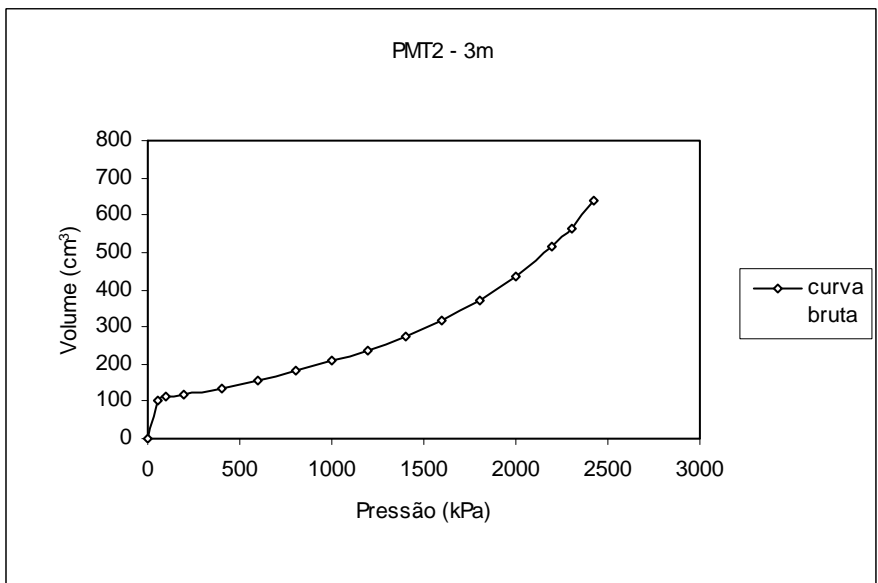


Figura A.10 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT2.

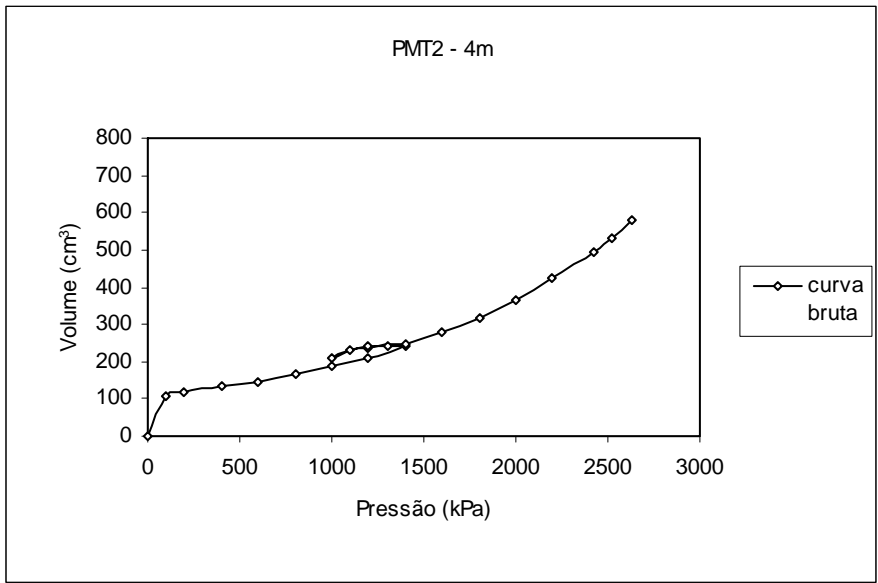


Figura A.11 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT2.

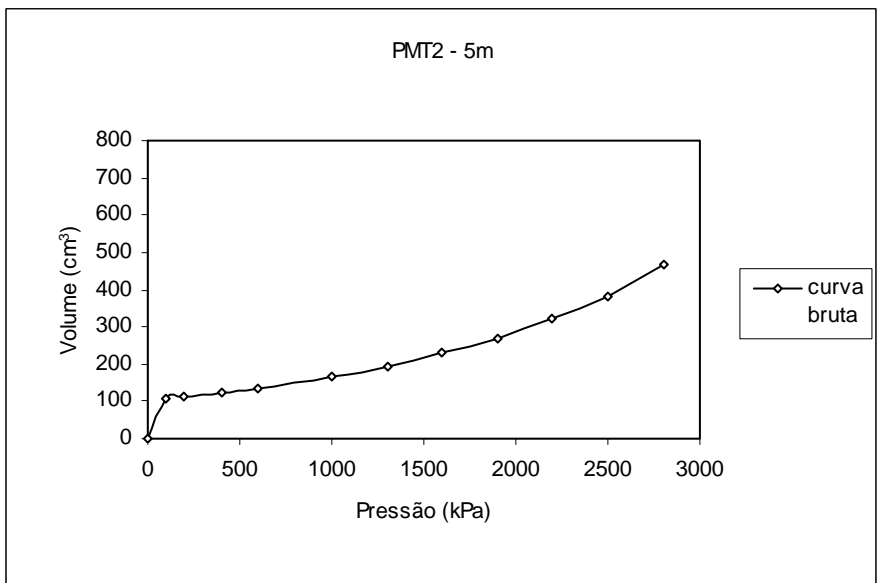


Figura A.12 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT2.

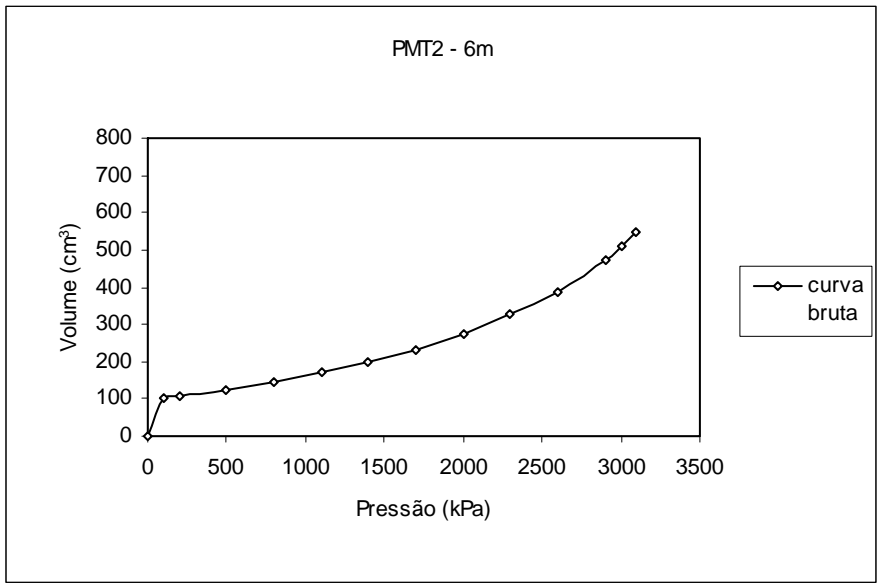


Figura A.13 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT2.

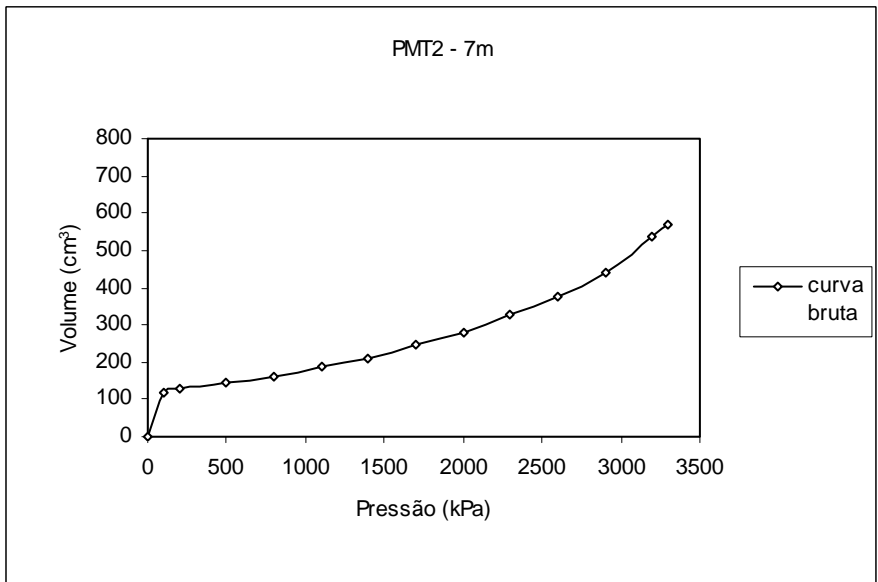


Figura A.14 - Curva bruta pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT2.

APÊNDICE B – CURVAS PRESSIOMÉTRICAS CORRIGIDAS

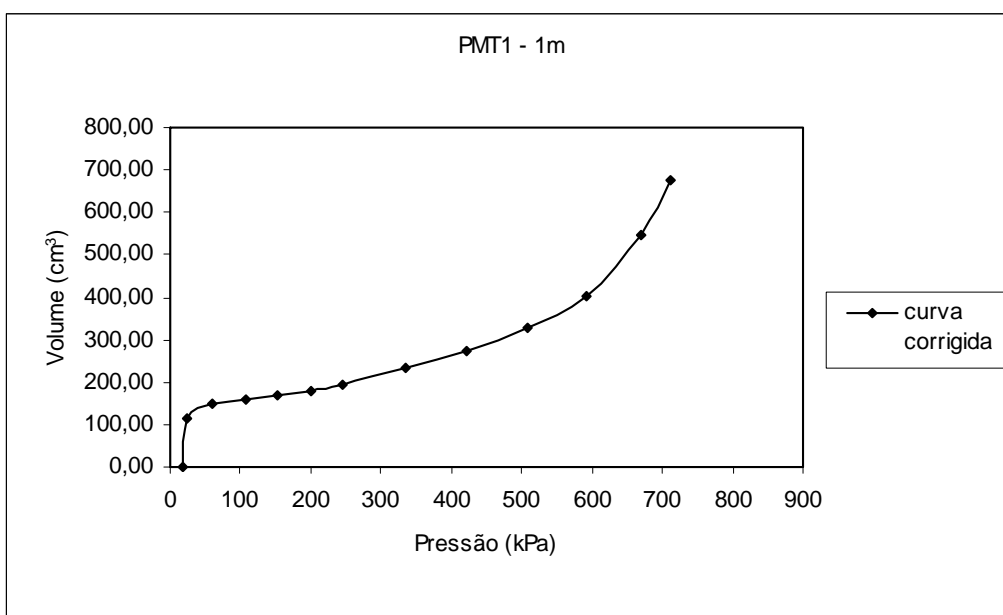


Figura B.1 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT1.

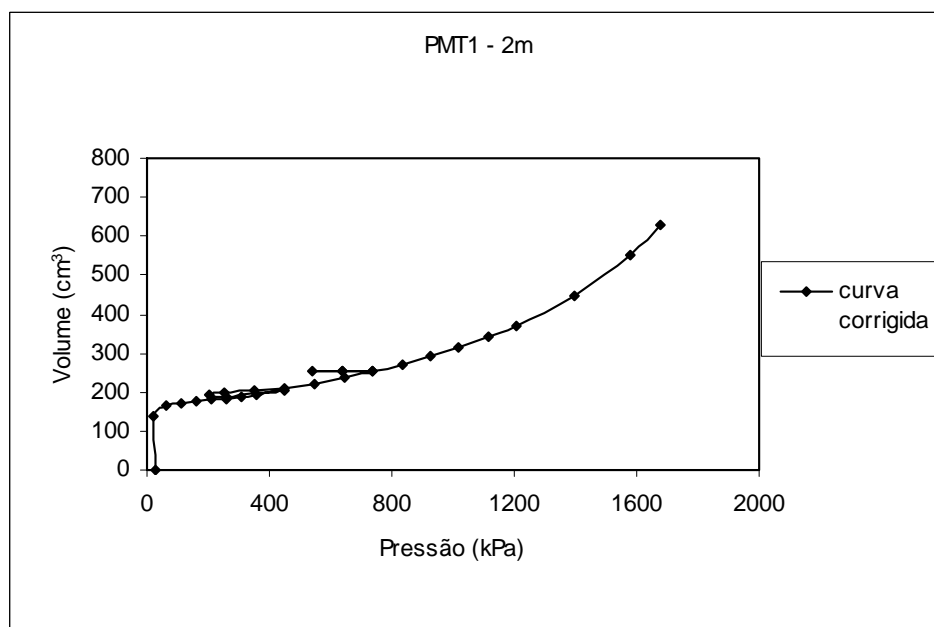


Figura B.2 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT1.

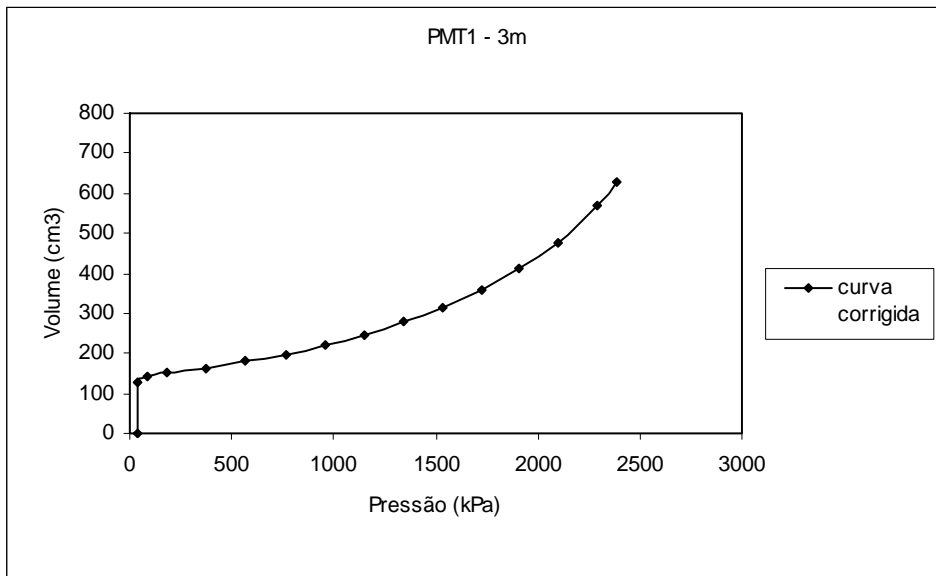


Figura B.3 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT1.

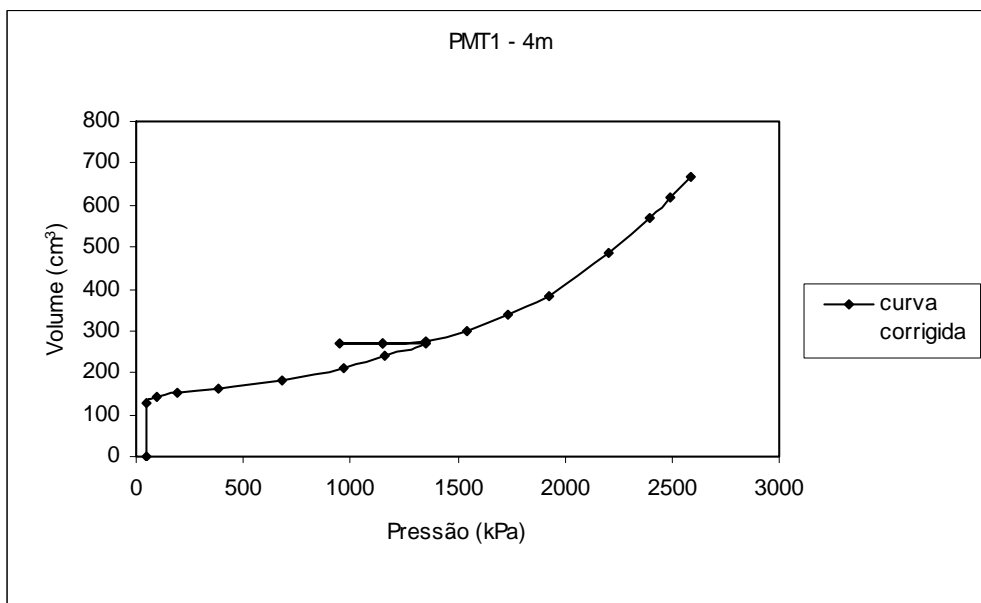


Figura B.4 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT1.

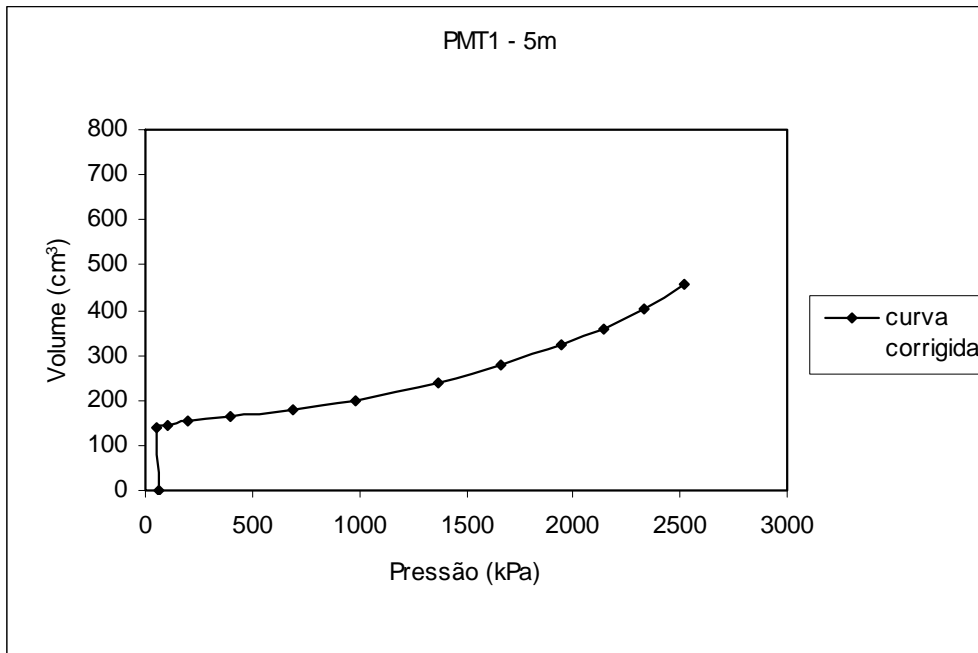


Figura B.5 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT1.

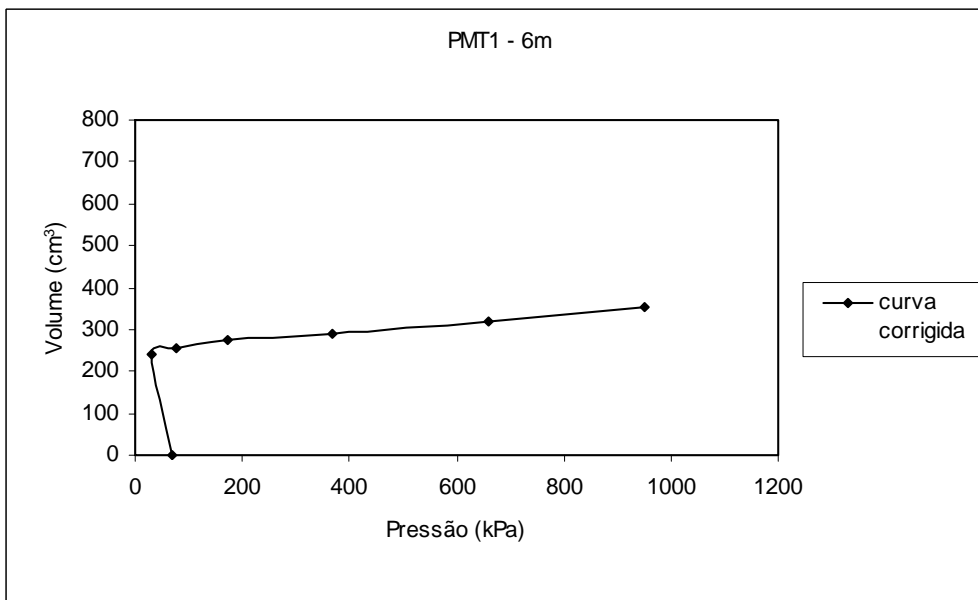


Figura B.6 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT1.

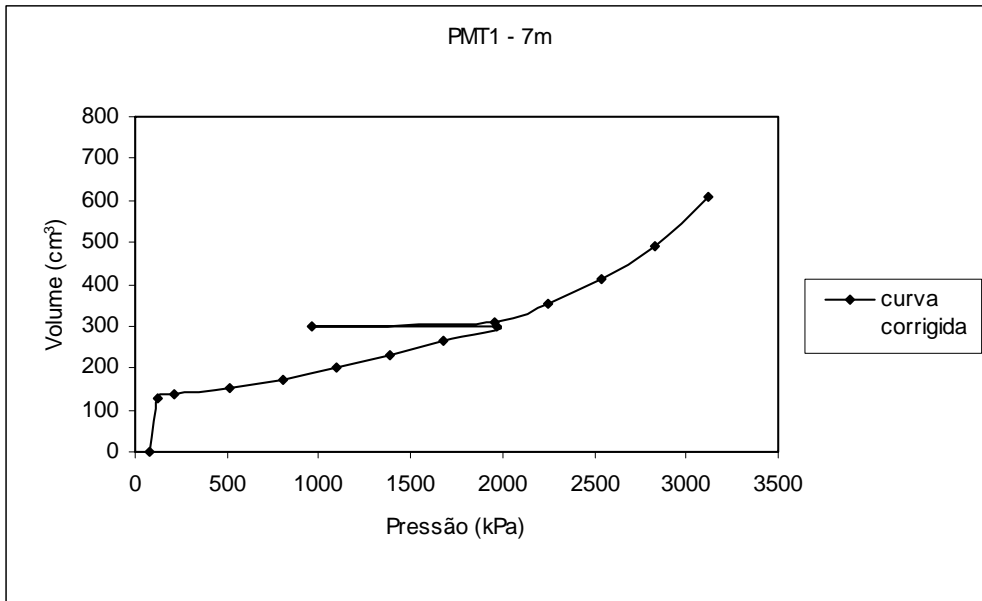


Figura B.7 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT1.

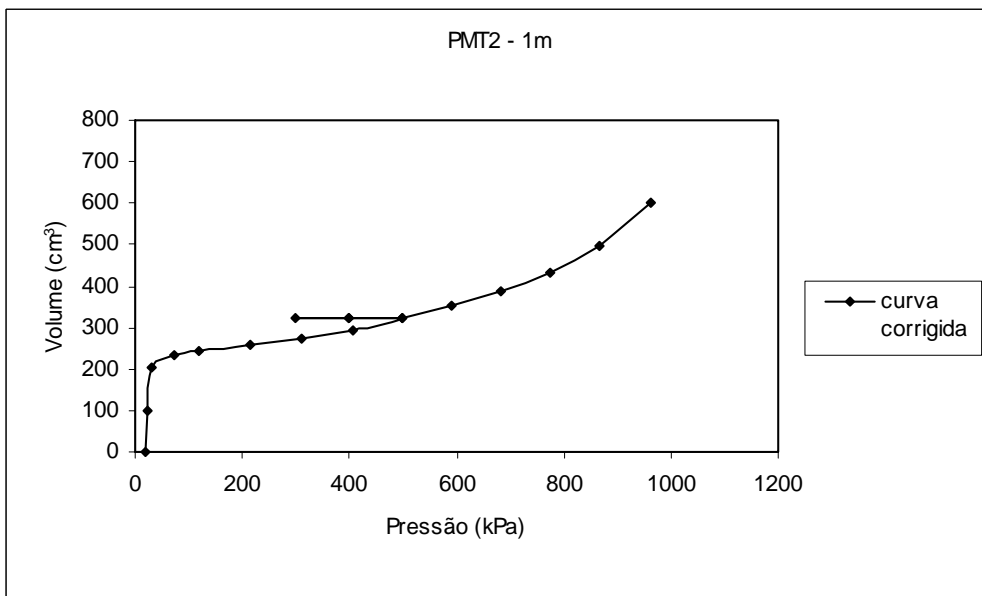


Figura B.8 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 1,0m de profundidade no furo PMT2.

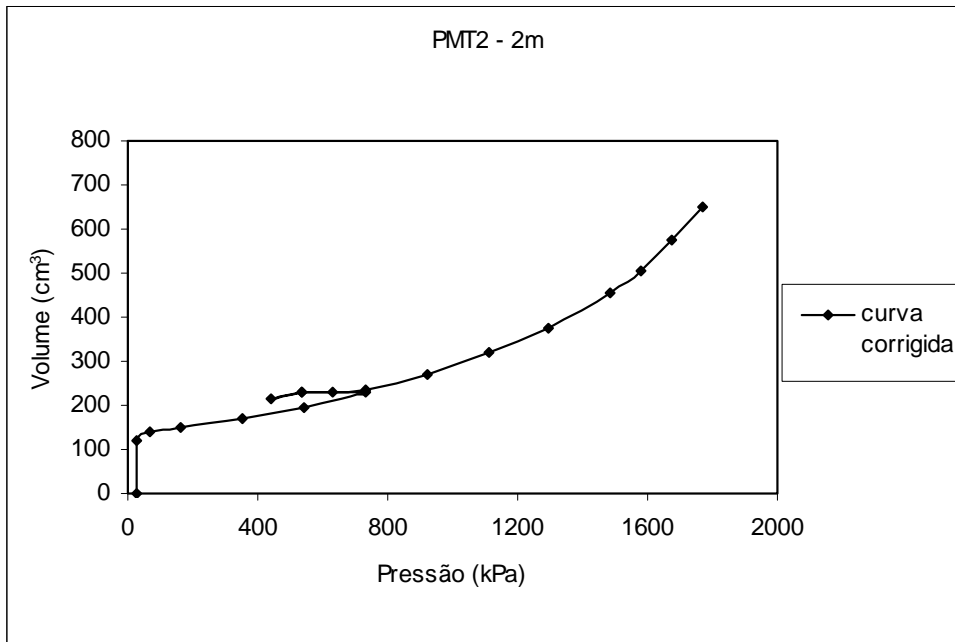


Figura B.9 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 2,0m de profundidade no furo PMT2.

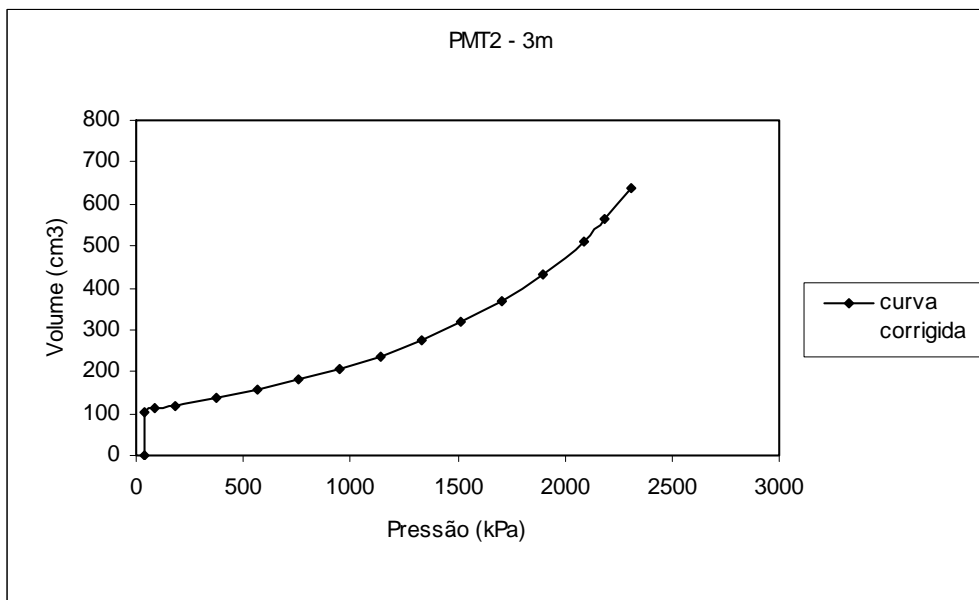


Figura B.10 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 3,0m de profundidade no furo PMT2.

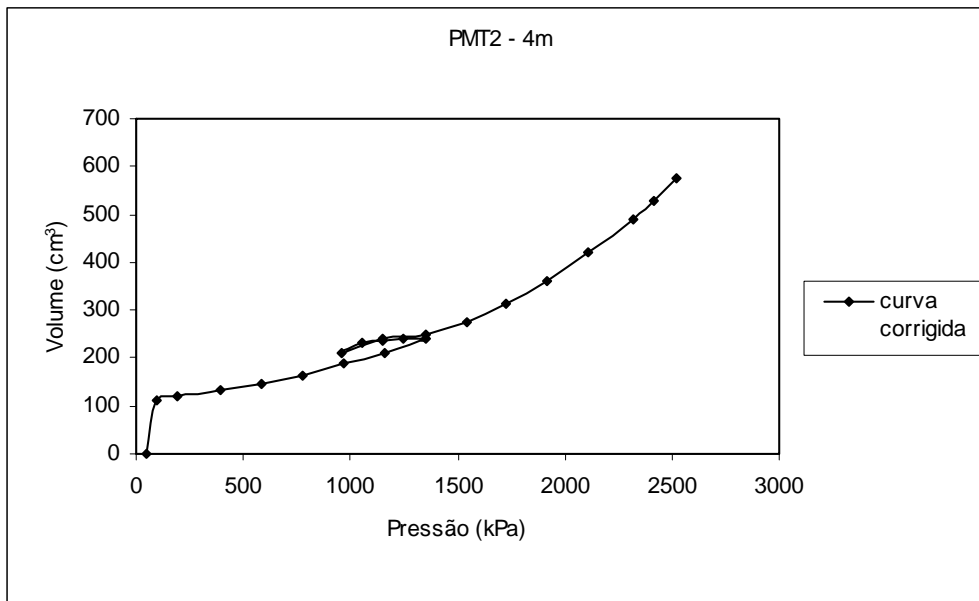


Figura B.11 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 4,0m de profundidade no furo PMT2.

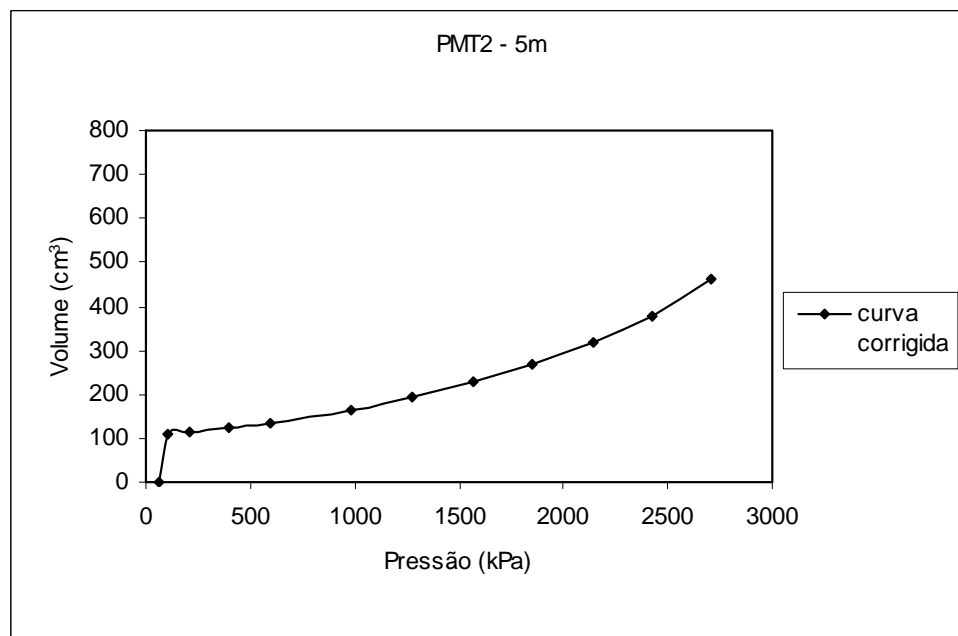


Figura B.12 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 5,0m de profundidade no furo PMT2.

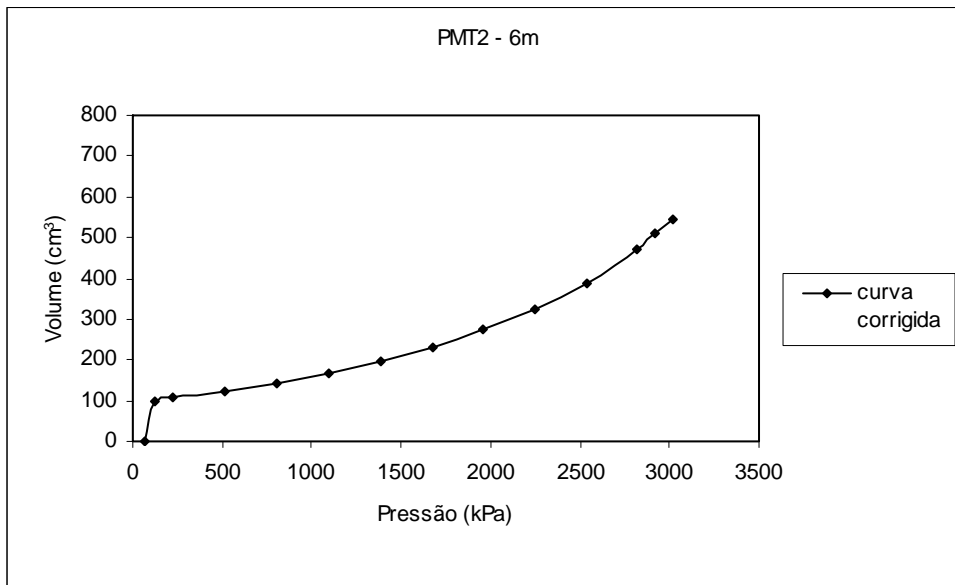


Figura B.13 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 6,0m de profundidade no furo PMT2.

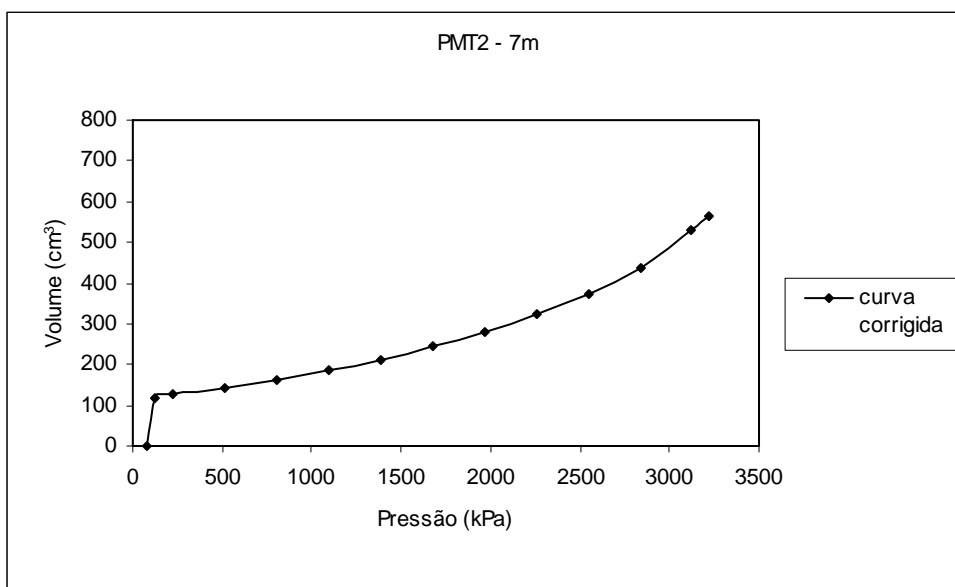


Figura B.14 - Curva corrigida pressão x volume expandido do solo a 7,0m de profundidade no furo PMT2.