Campus de São Carlos

ANÁLISE DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS
CRAVADAS EM ARGILA MOLE À PARTIR DE PROVAS
DE CARGA DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE

JEAN BALECH

ORIENTADOR: PROF. DR. NELSON AOKI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP
EXEMPLAR REVISADO
Data de entrada no Serviço: 26.05.00
Ass.:

**ANÁLISE DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE
ESTACAS CRAVADAS EM ARGILA MOLE À PARTIR
DE PROVAS DE CARGA DINÂMICA DE ENERGIA
CRESCENTE**

JEAN BALECH

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil: Geotecnia

ORIENTADOR: Prof. Dr. Nelson Aoki

**São Carlos
2000**

Class.	TESE
Cutt.	0502
Tombo	0088/00

S/S 1084417

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

B183a Balech, Jean
Análise da transferência de carga de estacas cravadas
em argila mole à partir de provas de carga dinâmica de
energia crescente / Jean Balech. -- São Carlos, 2000.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 2000.

Área: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Nelson Aoki.

1. Equação da onda. 2. Estacas. 3. Prova de carga
dinâmica de energia crescente. 4. CAPWAP.
5. Transferência de carga. 6. Argila mole. 7. Quake.
8. Tensões dinâmicas. I. Título.

*À DEUS por sempre me iluminar
À meu Pai e minha Mãe, meus exemplos de vida
E a meus irmãos pelo carinho, incentivo e apoio.*

AGRADECIMENTOS

Ao Mestre e orientador, Prof. Dr. Nelson Aoki pelos valiosos ensinamentos técnicos e humanos, pela dedicada orientação, incentivo, e sobretudo, pelo exemplo de figura humana.

Ao Professor Dr. José Carlos A. Cintra por suas sugestões, pelo apoio e amizade.

Ao Professor Dr. José Henrique Albiero por suas sugestões e amizade.

À SCAC, pelos dados cedidos referente ao caso de obra e pelo estágio concedido.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Geotecnia da EESC/USP, pela colaboração.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de estudos concedida.

E a todos aqueles que, de alguma maneira, ajudaram na concretização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	viii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS.....	x
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1. INTRODUÇÃO.....	
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivo.....	3
1.3 Organização da dissertação.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	
2.1 Comentários gerais.....	5
2.2 Prova de carga dinâmica de energia crescente.....	5
2.2.1 Considerações sobre a Teoria da Equação da Onda.....	6
2.2.2 Métodos de avaliação da capacidade de carga.....	12
2.3 O “quake” da ponta.....	19
2.4 O efeito “set up”.....	23
2.5 As tensões dinâmicas.....	27
3. O MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....	35
3.1 Carregamento estático.....	35
3.2 Carregamento dinâmico.....	39
4. ANÁLISE DE CASO DE OBRA.....	41
4.1 O maciço de solos.....	41
4.1.1 As sondagens referentes.....	44

4.2 Características das estacas e sistemas de cravação.....	50
5. RESULTADOS	
5.1 Diagramas de força normal mobilizada.....	52
5.2 Atrito lateral local mobilizado.....	69
5.3 Atrito lateral local ao longo da profundidade.....	85
5.4 Relação entre o atrito lateral e a resistência de ponta.....	100
5.5 O “ <i>quake</i> ” da ponta (C_3) x energia aplicada.....	115
5.6 Análise das tensões dinâmicas – previsão x CAPWAP.....	128
5.7 Correlação entre Provas de carga dinâmica e estática.....	141
5.8 Análise Estatística do atrito lateral local máximo na camada de argila mole....	142
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	
6.1 Conclusões.....	144
6.2 Sugestões para pesquisas futuras.....	145
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	146

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – Formação da onda no impacto (NIYAMA, 1991).....	7
FIGURA 2.2 – Deformações do elemento estaca devida a propagação da onda (NIYAMA, 1991).....	9
FIGURA 2.3 – Representação da solução da equação da onda.....	10
FIGURA 2.4 – Diversas condições de contorno para a reflexão das ondas (NIYAMA, 1983).....	11
FIGURA 2.5 – O modelo de SMITH (NIYAMA, 1983).....	13
FIGURA 2.6 – Modelo do CAPWAP (GOBLE et al. 1996)	18
FIGURA 2.7 - Modelo de estaca para fórmulas dinâmicas (AOKI, 1991).....	19
FIGURA 3.1 – Diagramas de transferência de carga estaca-solo para carregamento estático (AOKI, 1989b).....	36
FIGURA 3.2 – Diagramas de transferência de carga estaca-solo para carregamento dinâmico.....	40
FIGURA 4.1 – Propriedades geotécnicas da argila do Rio de Janeiro (ORTIGÃO, 1980).....	43
FIGURA 5.1 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A1.....	53
FIGURA 5.2 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A2.....	53
FIGURA 5.3 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A3.....	54
FIGURA 5.4 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A4.....	54
FIGURA 5.5 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A5.....	55
FIGURA 5.6 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B1.....	56
FIGURA 5.7 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B2.....	56
FIGURA 5.8 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B3.....	57
FIGURA 5.9 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B4.....	57
FIGURA 5.10 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B5.....	58
FIGURA 5.11 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B6.....	58
FIGURA 5.12 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C1.....	59
FIGURA 5.13 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C2.....	60
FIGURA 5.14 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C3.....	60
FIGURA 5.15 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C4.....	61

FIGURA 5.16 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C5.....	61
FIGURA 5.17 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca D1.....	62
FIGURA 5.18 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca D2.....	63
FIGURA 5.19 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca E1.....	63
FIGURA 5.20 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca E2.....	64
FIGURA 5.21 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca F1.....	65
FIGURA 5.22 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca G1.....	65
FIGURA 5.23 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca H1.....	66
FIGURA 5.24 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca I1.....	67
FIGURA 5.25 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca J1.....	67
FIGURA 5.26 – diagrama do atrito lateral local: estaca A1.....	69
FIGURA 5.27 – diagrama do atrito lateral local: estaca A2.....	70
FIGURA 5.28 – diagrama do atrito lateral local: estaca A3.....	70
FIGURA 5.29 – diagrama do atrito lateral local: estaca A4.....	71
FIGURA 5.30 – diagrama do atrito lateral local: estaca A5.....	71
FIGURA 5.31 – diagrama do atrito lateral local: estaca B1.....	72
FIGURA 5.32 – diagrama do atrito lateral local: estaca B2.....	73
FIGURA 5.33 – diagrama do atrito lateral local: estaca B3.....	73
FIGURA 5.34 – diagrama do atrito lateral local: estaca B4.....	74
FIGURA 5.35 – diagrama do atrito lateral local: estaca B5.....	74
FIGURA 5.36 – diagrama do atrito lateral local: estaca B6.....	75
FIGURA 5.37 – diagrama do atrito lateral local: estaca C1.....	76
FIGURA 5.38 – diagrama do atrito lateral local: estaca C2.....	76
FIGURA 5.39 – diagrama do atrito lateral local: estaca C3.....	77
FIGURA 5.40 – diagrama do atrito lateral local: estaca C4.....	77
FIGURA 5.41 – diagrama do atrito lateral local: estaca C5.....	78
FIGURA 5.42 – diagrama do atrito lateral local: estaca D1.....	79
FIGURA 5.43 – diagrama do atrito lateral local: estaca D2.....	79
FIGURA 5.44 – diagrama do atrito lateral local: estaca E1.....	80
FIGURA 5.45 – diagrama do atrito lateral local: estaca E2.....	80
FIGURA 5.46 – diagrama do atrito lateral local: estaca F1.....	81
FIGURA 5.47 – diagrama do atrito lateral local: estaca G1.....	82

FIGURA 5.48 – diagrama do atrito lateral local: estaca H1.....	82
FIGURA 5.49 – diagrama do atrito lateral local: estaca I1.....	83
FIGURA 5.50 – diagrama do atrito lateral local: estaca J1.....	83
FIGURA 5.51 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A1.....	85
FIGURA 5.52 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A2.....	85
FIGURA 5.53 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A3.....	86
FIGURA 5.54 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A4.....	86
FIGURA 5.55 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A5.....	87
FIGURA 5.56 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B1.....	88
FIGURA 5.57 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B2.....	88
FIGURA 5.58 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B3.....	89
FIGURA 5.59 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B4.....	89
FIGURA 5.60 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B5.....	90
FIGURA 5.61 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B6.....	90
FIGURA 5.62 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C1.....	91
FIGURA 5.63 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C2.....	92
FIGURA 5.64 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C3.....	92

FIGURA 5.65 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C4.....	93
FIGURA 5.66 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C5.....	93
FIGURA 5.67 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca D1.....	94
FIGURA 5.68 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca D2.....	95
FIGURA 5.69 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca E1.....	95
FIGURA 5.70 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca E2.....	96
FIGURA 5.71 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca F1.....	97
FIGURA 5.72 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca G1.....	97
FIGURA 5.73 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca H1.....	98
FIGURA 5.74 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca I1.....	98
FIGURA 5.75 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca J1.....	99
FIGURA 5.76 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A1.....	100
FIGURA 5.77 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A2.....	101
FIGURA 5.78 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A3.....	101
FIGURA 5.79 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A4.....	102
FIGURA 5.80 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A5.....	102
FIGURA 5.81 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B1.....	103
FIGURA 5.82 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B2.....	104
FIGURA 5.83 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B3.....	104
FIGURA 5.84 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B4.....	105
FIGURA 5.85 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B5.....	105

FIGURA 5.86 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B6.....	106
FIGURA 5.87 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C1.....	107
FIGURA 5.88 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C2.....	107
FIGURA 5.89 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C3.....	108
FIGURA 5.90 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C4.....	108
FIGURA 5.91 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C5.....	109
FIGURA 5.92 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca D1.....	110
FIGURA 5.93 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca D2.....	110
FIGURA 5.94 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca E1.....	111
FIGURA 5.95 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca E2.....	111
FIGURA 5.96 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca F1.....	112
FIGURA 5.97 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca G1.....	112
FIGURA 5.98 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca H1.....	113
FIGURA 5.99 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca I1.....	113
FIGURA 5.100 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca J1.....	114
FIGURA 5.101 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca A1.....	115
FIGURA 5.102 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca A2.....	115
FIGURA 5.103 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca A3.....	116
FIGURA 5.104 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca A4.....	116
FIGURA 5.105 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca A5.....	117
FIGURA 5.106 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca B1.....	117
FIGURA 5.107 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca B2.....	118
FIGURA 5.108 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca B3.....	118
FIGURA 5.109 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca B4.....	119
FIGURA 5.110 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca B5.....	119
FIGURA 5.111 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca B6.....	120
FIGURA 5.112 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca C1.....	120
FIGURA 5.113 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca C2.....	121
FIGURA 5.114 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca C3.....	121
FIGURA 5.115 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca C4.....	122
FIGURA 5.116 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca C5.....	122
FIGURA 5.117 – <i>quake</i> (C ₃) em função da energia aplicada: estaca D1.....	123

FIGURA 5.118 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca D2.....	123
FIGURA 5.119 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca E1.....	124
FIGURA 5.120 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca E2.....	124
FIGURA 5.121 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca F1.....	125
FIGURA 5.122 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca G1.....	125
FIGURA 5.123 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca H1.....	126
FIGURA 5.124 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca I1.....	126
FIGURA 5.125 – <i>quake</i> (C_3) em função da energia aplicada: estaca J1.....	127
FIGURA 5.126 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A1.....	128
FIGURA 5.127 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A2.....	129
FIGURA 5.128 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A3.....	129
FIGURA 5.129 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A4.....	130
FIGURA 5.130 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A5.....	130
FIGURA 5.131 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B1.....	131
FIGURA 5.132 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B2.....	131
FIGURA 5.133 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B3.....	132
FIGURA 5.134 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B4.....	132
FIGURA 5.135 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B5.....	133
FIGURA 5.136 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B6.....	133
FIGURA 5.137 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C1.....	134
FIGURA 5.138 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C2.....	134
FIGURA 5.139 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C3.....	135
FIGURA 5.140 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C4.....	135
FIGURA 5.141 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C5.....	136
FIGURA 5.142 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca D1.....	136
FIGURA 5.143 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca D2.....	137
FIGURA 5.144 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca E1.....	137
FIGURA 5.145 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca E2.....	138
FIGURA 5.146 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca F1.....	138
FIGURA 5.147 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca G1.....	139
FIGURA 5.148 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca H1.....	139
FIGURA 5.149 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca I1.....	140

FIGURA 5.150 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca J1.....	140
FIGURA 5.151 – Curvas resistência versus deslocamento: estaca J1.....	141

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Valores de f_u para a fórmula da Christiani-Nielsen.....	31
TABELA 4.1 – Características gerais da Argila mole do Caju (CUNHA & LACERDA, 1991)	42
TABELA 4.2 – Sondagem do local A.....	45
TABELA 4.3 – Sondagem do local B.....	45
TABELA 4.4 – Sondagem do local C.....	46
TABELA 4.5 – Sondagem do local D.....	46
TABELA 4.6 – Sondagem do local E.....	47
TABELA 4.7 – Sondagem do local F.....	47
TABELA 4.8 – Sondagem do local G.....	48
TABELA 4.9 – Sondagem do local H.....	48
TABELA 4.10 – Sondagem do local I.....	49
TABELA 4.11 – Sondagem do local J.....	49
TABELA 4.12 - Características dos sistemas de cravação.....	50
TABELA 4.13 – Características gerais das estacas de concreto.....	50
TABELA 4.14 – Características das estacas ensaiadas.....	51
TABELA 5.1 – Características das estacas ensaiadas.....	143

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas.
CASE	- de Case Institute of Technology.
CAPWAP	- Case Pile Wave Analysis Program.
CAPWAPC	- Case Pile Wave Analysis Program Continuous Version.
DAS	- Distância abaixo do solo.
NBR	- Norma Brasileira Registrada.
SML	- Slow Mantained Load Test.
PDA	- Pile Driving Analyser.

LISTA DE SÍMBOLOS

c	- Velocidade de propagação da onda de tensão longitudinal.
Δt	- Intervalo de tempo de duração do impacto.
Δx	- Intervalo finito de um segmento da estaca.
Δu	- Deslocamento finito.
E	- Módulo de elasticidade do material da estaca.
A	- Área da seção transversal da estaca.
F	- Força na seção.
I	- Impedância da estaca.
ρ	- Peso específico do material da estaca.
$u(x,t)$	- Deslocamento da seção x no instante de tempo t .
$u(z,t)$	- Deslocamento da seção z no instante de tempo t .
t_1	- Tempo relativo ao primeiro pico máximo de velocidade.
t_2	- Tempo que representa o retorno da reflexão da ponta.
L	- Comprimento da estaca.
RA	- Representa a parcela de resistência lateral.
RP	- Resistência atuante na ponta da estaca.
RT	- Resistência total.
R_s	- Resistência estática.
R_d	- Resistência dinâmica.
V_p	- Velocidade da onda na ponta da estaca.
J_c	- Constante de amortecimento dinâmico do método CASE.
K	- parcela elástica do deslocamento na seção dos sensores (repique elástico).
S	- Parcela permanente do deslocamento ou penetração no solo (nega).
EMX	- Energia cinética máxima aplicada ao sistema estaca solo.
$\sigma_{cmáx}$	- Máxima tensão de compressão.
W	- Peso do martelo.
W_c	- Peso do capacete.
v	- velocidade de impacto do martelo.
h	- Altura de queda livre.

g	- aceleração da gravidade.
K	- coeficiente de rigidez do coxim
A_c	- Área da seção transversal do coxim.
E_c	- Módulo de elasticidade do coxim.
t_c	- Espessura inicial do coxim.
γ	- Peso específico da estaca.
f_u	- fator dependente do amortecimento no capacete, no solo, eficiência do equipamento e variações na onda refletida na ponta da estaca.
V_0	- Velocidade do conjunto martelo-capacete depois do choque.
h'	- Altura equivalente da queda.
I_r	- Razão entre as impedâncias.
I_p	- Impedância da estaca.
I_M	- Impedância do sistema de cravação.
f	- eficiência do martelo.
P	- Carga vertical de compressão aplicada no topo da estaca.
C_3	- Compressão ou deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca (quake de ponta).
C_2	- Compressão ou encurtamento elástico do fuste da estaca.
$Q(z)$	- Diagrama de atrito local ao longo da profundidade z .
$N(z)$	- Diagrama de força normal ao longo da profundidade z .
$PL(z)$	- Diagrama de atrito acumulado ao longo da profundidade z .
$\delta(z)$	- Diagrama de recalque ao longo da profundidade z .
P_p	- Reação do solo sob a ponta da estaca.
δ_s	- Recalque do solo na ponta da estaca.
δ_p	- Encurtamento elástico da estaca.
ν	- Coeficiente de Poisson.
PR	- Reação do solo na ruptura.
PL	- Resistência lateral.
PP	- Resistência de ponta.
W	- Umidade natural.
LL	- Limite de liquidez.
LP	- Limite de plasticidade.

- IP - Índice de plasticidade do solo.
- σ'_{v0} - Tensão vertical efetiva do solo.
- σ_{vm} - Tensão de pré-adensamento.
- OCR - Relação de pré-adensamento (overconsolidation ratio).
- C_u - Coesão não drenada.
- f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão.
- f_{yk} - Resistência característica do aço à tração.
- Q - Carga ou carregamento.
- s - Deslocamento ou recalque.
- R - Resistência.
- D - Deslocamento.

RESUMO

BALECH, J. (2000). *Análise da transferência de carga de estacas cravadas em argila mole à partir de provas de carga dinâmica de energia crescente*. São Carlos. 153 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A utilização de métodos de análise apoiados na Teoria da Equação da Onda, a partir da instrumentação de medidas dinâmicas, como controle do comportamento de estacas, tem evoluído continuamente nos últimos anos.

Após importantes considerações sobre a prova de carga dinâmica de energia crescente e o mecanismo de transferência de carga, procedem-se análises CAPWAP em um caso real de obra com o objetivo de analisar o comportamento do sistema estaca-solo perante a aplicação de níveis crescentes de energia.

São apresentados nesta dissertação, os resultados do comportamento de vários sistemas isolados estaca-solo em maciço de argila mole, submetidos à prova de carga dinâmica de energia crescente. São feitas análises de: transferência de carga, atrito lateral local, *quake* da ponta, tensões dinâmicas e correlação entre prova de carga estática e dinâmica.

Palavras chave: equação da onda, estacas, prova de carga dinâmica de energia crescente, CAPWAP, transferência de carga, argila mole, *quake*, tensões dinâmicas.

ABSTRACT

BALECH, J. (2000). *Load Transfer Analysis in Driven Piles in Soft Clay from Increasing Energy Dynamic Loading Tests*. São Carlos. 153 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The use of analysis methods to control pile behavior employing the Stress-Wave Theory from results of dynamic pile driving measurements has evolved in recent years. After important considerations about the increasing energy dynamic loading test and the load transfer mechanism, CAPWAP analyses are proceed in a pilework with objective of analyzing the behavior of the pile-soil system before the application of growing levels of energy. Therefore, they are presented in this dissertation, the results of the behavior of several isolated pile-soil systems in soft clay formation, submitted to the dynamic loading test of growing energy. Among the analyses, load transfer diagrams, local friction, quake, dynamic tensions, and the correlation between static and dynamic loading test are presented.

Keywords: wave equation, piles, increasing energy dynamic loading test, CAPWAP, load transfer, soft clay, quake, dynamic tensions.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O controle durante a execução de estacas cravadas, entendido principalmente como a verificação em campo da capacidade de carga, para um determinado comprimento embutido no solo, tem sido uma preocupação constante na Engenharia de Fundações, como forma de se assegurar, com alguma segurança, a qualidade da obra executada e o atendimento às premissas do projeto.

A partir da década de sessenta, começaram a ser desenvolvidos e então empregados, os métodos de previsão e controle baseados na aplicação da Teoria da Equação da Onda ao problema da cravação de estacas.

Para a etapa de projeto, estes métodos começaram a ser empregados para a previsão da capacidade de carga e garantir a cravabilidade da estaca, a partir da descrição de três sistemas: o sistema estaca-solo, sistema de amortecimento e sistema de acionamento. Logo, pode-se citar os programas GRLWEAP, TTI, TNO-DELFT entre outros. Para o controle da capacidade de carga, os que mais se difundiram foram os métodos CASE e CAPWAP, cuja aplicação passou a fazer parte da metodologia da prova de carga dinâmica.

Estes métodos, que se utilizam de uma instrumentação, instalada em uma seção próxima ao topo da estaca durante a cravação e/ou após (recravação), permitem avaliar não só a capacidade de carga mobilizada mas também a integridade estrutural da estaca, a distribuição de resistência entre atrito lateral e ponta, deslocamentos máximos à várias seções em profundidade, tensões de cravação, e outros diversos parâmetros de interesse ao controle da cravação.

A prova de carga dinâmica apresenta atualmente duas modalidades: a tradicional (energia constante) e a prova de carga dinâmica de energia crescente. A primeira modalidade consiste na aplicação de um ciclo de impactos, com energia constante (mesma altura de queda), onde o carregamento dinâmico é caracterizado pelo impacto do martelo no topo da estaca. Admite-se que a energia em cada impacto seja constante e cada carregamento uma carga transiente, com duração de dezenas de milissegundos, de características repetitivas.

A outra modalidade, a prova de carga dinâmica de energia crescente, consiste também de um ciclo de impactos, mas com energia crescente (altura de queda do martelo crescente), e seu desenvolvimento iniciou-se no final da década de 80 (AOKI, 1986;1989a; BERNARDES, 1989). Através desta modalidade torna-se possível uma análise da evolução do comportamento estaca-solo, i.e. uma análise completa e não somente para um nível de energia (1 golpe) como é feito com a prova de carga de energia constante.

Os resultados apresentados neste trabalho foram extraídos de 25 (vinte e cinco) provas de carga dinâmica de energia crescente e uma prova de carga estática do tipo SML, realizada de acordo com a NBR 12131 / 95 não instrumentada. As provas de carga dinâmica foram todas monitoradas com o auxílio do PDA (Pile Driving Analyser); também foi realizada a análise CAPWAP de todas estacas para todos os níveis de carregamento dinâmico.

As estacas são elementos estruturais de fundação geralmente utilizadas em maciços de solos de baixa resistência, ou seja, quando existe presença de camadas de solo mole superficiais. No âmbito de estudo da transferência de carga de estacas cravadas em solo de baixa resistência, neste caso maciço de argila mole, apresenta-se nesta dissertação, um enfoque direcionado ao comportamento do sistema estaca-solo, quando submetido a níveis crescentes de energia.

1.2 Objetivo

Dentro deste contexto e no âmbito de estudo do comportamento de um sistema de fundações (neste caso estaca-solo), o presente trabalho propõe uma análise de provas de carga dinâmica de energia crescente, com o objetivo de um estudo da distribuição de resistência entre atrito lateral e ponta a cada nível de energia aplicado, ou seja, a transferência de carga, e outras análises como a variação do *quake* da ponta da estaca (C_3) em função da energia aplicada, o estudo das tensões dinâmicas e outros aspectos relacionados.

Com esse objetivo, será utilizado o Programa CAPWAP para análise dos sinais obtidos em campo através da instrumentação dinâmica (utilizando o sistema PDA), das provas de carga de energia crescente realizadas. Ressalta-se que para este trabalho, o termo estaca cravada refere-se à estaca pré-moldada de concreto de eixo vertical, cravada com impactos de martelo de queda livre, e a palavra carregamento, sinônima de carga vertical axial de compressão.

1.3 Organização da Dissertação

O capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema abordado e trata dos objetivos e organização da dissertação.

O capítulo 2 se trata de uma revisão bibliográfica dos aspectos ligados ao tema central. É apresentado um breve histórico sobre a prova de carga dinâmica de energia crescente, uma rápida abordagem teórica sobre a teoria da equação da onda e os métodos de avaliação da capacidade de carga são apresentados. Este capítulo ainda trás uma revisão sobre a parcela elástica do deslocamento na ponta da estaca, ou seja, o *quake* do solo na ponta da estaca.

O capítulo 2 ainda relata sobre a questão do efeito *set up* na avaliação da capacidade de carga através de provas de carga dinâmica, e traz uma revisão teórica

das tensões dinâmicas (tensões de cravação), assim como as principais fórmulas de previsão.

O capítulo 3 apresenta um breve histórico do mecanismo de transferência de carga para um sistema isolado estaca-solo, assim como as formulações teóricas sobre o assunto.

O capítulo 4 traz de forma sucinta as principais características do maciço de solos (argila mole) onde a obra foi executada. Neste capítulo ainda apresentam-se todas as sondagens referentes às estacas submetidas às provas de carga dinâmica de energia crescente e também as principais características dos elementos estruturais de fundação e dos sistemas de cravação utilizados.

No capítulo 5 são apresentados todos os resultados obtidos através das provas de carga dinâmica realizadas em um caso real de obra: diagramas de esforços normais, atrito lateral local em função do máximo deslocamento, atrito lateral local em função da profundidade, relação resistência de ponta x atrito lateral, análise do *quake* da ponta em função da energia, correlação entre as tensões dinâmicas previstas x medidas e ainda uma correlação entre uma prova de carga estática e uma prova de carga dinâmica de energia crescente, realizadas em uma mesma estaca e, uma análise estatística do atrito lateral local em função da energia para a camada de argila mole.

O capítulo 6 apresenta as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas à aplicação da prova de carga dinâmica de energia crescente.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comentários gerais

Na formação desta revisão bibliográfica, devido ao fato da quase inexistência de trabalhos publicados sobre o tema desta dissertação, decidiu-se abrir o campo deste tema, dividindo então esta revisão bibliográfica, em vários assuntos pertinentes ao tema central.

Portanto, os assuntos tratados nesta revisão bibliográfica são: a prova de carga dinâmica de energia crescente, o *quake* da ponta (C_3), o efeito *set up*, e também, as tensões dinâmicas (tensões de cravação).

2.2 Prova de carga dinâmica de energia crescente

A prova de carga dinâmica em um sistema estaca-solo é um ensaio em que se aplica um carregamento dinâmico axial, com a finalidade de se obter o comportamento do sistema (entre outros aspectos, a capacidade de carga), através da técnica baseada na teoria da equação da onda, durante o processo de cravação ou recravação.

Esta modalidade, a prova de carga dinâmica de energia crescente, foi iniciada por AOKI (1986, 1989a), com intuito de se medir a resistência disponível no sistema estaca-solo. O ensaio é realizado através da aplicação de sucessivos carregamentos dinâmicos axiais (golpes de martelo com altura de queda crescente), durante os

quais, através de instrumentação apropriada, registram-se os sinais de força e de velocidade gerados pelo impacto do martelo em função do tempo, representando o comportamento de uma onda se propagando unidimensionalmente ao longo do comprimento da estaca. Com base na teoria da equação da onda, estes sinais são analisados e, dentre outras variáveis, pode-se obter as tensões atuantes, os deslocamentos obtidos, a transferência de carga e, principalmente, a capacidade de carga mobilizada.

2.2.1 Considerações sobre a Teoria da Equação da Onda

Neste item é apresentado de forma resumida, os fundamentos básicos e principais da equação da onda aplicada à cravação de estacas, também a sua relação com a metodologia analítica empregada para a interpretação de seus resultados.

Como o fenômeno da propagação de ondas apresenta grande complexidade, bem como a formulação matemática envolvida, os tratamentos matemáticos serão abordados apenas superficialmente, devido o contexto deste trabalho estar ligado em aspectos mais práticos de sua aplicação.

Segundo a bibliografia consultada (TIMOSHENKO & GOODIER, 1970; GOBLE *et al.*, 1981; entre outras) a equação da onda foi desenvolvida por Saint Venant em 1865 e se destacou por ser a primeira análise da propagação unidimensional da onda, aplicável à cravação de estacas.

A formação da onda que se propaga na estaca durante a cravação é devida ao impacto do martelo, como se observa na figura 2.1.

FIGURA 2.1 – Formação da onda no impacto (NIYAMA, 1991)

De acordo com NIYAMA (1991), quando acontece o impacto do martelo sobre a estaca, a parte superior da mesma é comprimida e as partículas do material da estaca são aceleradas. Forma-se então uma onda de compressão que se propaga através do fuste da estaca com uma velocidade, que depende das características da estaca (em média essa velocidade para o material concreto varia na faixa de 4000 m/s).

Formulação básica:

Num intervalo de tempo qualquer Δt , a onda atravessa um segmento Δx da estaca, intervalo no qual a partícula situada na frente da onda, que tinha uma velocidade $v = 0$ (instante $t = t_1$), terá sido acelerada até a velocidade v , deslocando-se Δu da sua posição inicial. Como a deformação da zona comprimida coincide com o deslocamento no topo da estaca, tem-se:

$$c = \Delta x / \Delta t \quad (2.1)$$

$$E = \Delta u / \Delta x \quad (2.2)$$

$$v = \Delta u / \Delta t \quad (2.3)$$

$$a = \Delta v / \Delta t \quad (2.4)$$

Das expressões (2.1), (2.2) e (2.3) obtêm-se:

$$E = v / c \quad (2.5)$$

Considerando A como a área da seção transversal da estaca, E como módulo de elasticidade do material da mesma, a aplicação da lei de Hooke resulta a seguinte relação:

$$F = (E \cdot A / c) \cdot v \quad (2.6)$$

Observa-se que o fator $E \cdot A / c$ é constante, denominado de impedância da estaca “ I ”, mostrando assim que existe uma relação de proporcionalidade entre a força F e a velocidade v .

Pela aplicação da Segunda Lei de Newton ($F = m \cdot a$) no trecho Δx , pode-se obter:

$$F = \rho \cdot A \cdot \Delta x (\Delta v / \Delta t) \quad (2.7)$$

Onde ρ = massa específica do material da estaca

Desta forma, das expressões (2.1), (2.6) e (2.7), e considerando-se o elemento em repouso ($v_{\text{inicial}} = 0$) tem-se que $\Delta v = v$, resultando em :

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.8)$$

A impedância pode ser entendida como a massa da estaca através da qual a onda se propaga, por unidade de tempo. A propagação da onda pode ser expressa

através de equação diferencial. Considerando-se um segmento de estaca conforme a figura 2.2 e segundo as leis de Newton e de Hooke, pode-se escrever :

$$F_2 - F_1 - m \cdot a = 0 \quad (2.9)$$

$$\text{Ou} \quad (2.10)$$

$$E.A \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \cdot dx \right] - E.A \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) - \rho \cdot A \cdot dx \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = 0$$

FIGURA 2.2 – Deformações do elemento estaca devida a propagação da onda (NIYAMA, 1991)

Se na expressão (2.10) introduzir a expressão (2.8), resulta então a equação do movimento da onda unidimensional, conhecida como EQUAÇÃO DA ONDA :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad (2.11)$$

Onde u é o deslocamento de um ponto da estaca, t é o tempo, x é a posição do ponto considerado e c é a velocidade de propagação da onda no material da estaca.

A solução geral dessa equação diferencial parcial de segunda ordem é dada por:

$$u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) \quad (2.12)$$

Esta equação representa duas famílias de curvas de ondas de deslocamento propagando-se em sentidos opostos (descendente e ascendente) ao longo do eixo da estaca, com velocidade c , decorrentes do impacto do golpe do martelo, no topo da estaca conforme se vê na figura 2.3.

FIGURA 2.3 – Representação da solução da equação da onda (NIYAMA, 1991)

Em outras palavras, a função $u(x,t)$ que como visto é a solução da equação da onda, é o deslocamento registrado no topo da estaca durante um golpe do martelo, ou seja, a função $u(z,t)$ também conhecida como o registro da nega e repique.

Influência das condições de contorno

Para a interpretação das ondas ascendentes ou refletidas, deve-se considerar os efeitos das condições de contorno da estaca, tais como resistência de ponta (desde os extremos: ponta livre ou ponta engastada), resistência por atrito lateral e o efeito de mudança da impedância da estaca (geralmente devido a mudança da seção transversal da estaca). A figura 2.4 ilustra algumas dessas condições.

FIGURA 2.4 – Diversas condições de contorno para a reflexão das ondas (NIYAMA, 1983)

Através dos conceitos e expressões básicas da teoria da equação da onda, pode-se deduzir que:

$$RP = \frac{1}{2} [(Ft_1 + Ft_2) + Z (vt_1 - vt_2)] - RA \quad (2.13)$$

onde:

- F e v são, respectivamente, a força e a velocidade obtidas pela instrumentação;

- Z é a impedância da estaca, definida como o produto do módulo de elasticidade (E) pela área da seção transversal (A), divididos pela velocidade de propagação da onda (c);
- t_1 é o tempo relativo ao primeiro pico máximo de velocidade (definido como impacto) adicionado a um tempo constante quando ocorrer, por exemplo, desalinhamento do martelo de cravação ou quando o solo sofrer grandes deformações antes de atingir a máxima resistência;
- t_2 representa o retorno da reflexão da ponta ($t_2 = t_1 + 2L/c$, onde L é o comprimento da estaca;
- RA representa a parcela de resistência lateral; e
- RP é a resistência atuante na ponta da estaca.

Esta equação representa, de fato, a fórmula básica do ensaio de carregamento dinâmico em estacas. Ela mostra que a resistência total (RT) pode ser determinada através da medição dos registros de força e velocidade total, em qualquer ponto da estaca.

2.2.2 Métodos de avaliação da capacidade de carga

SMITH (1960) apresentou uma solução para a equação da onda através do método das diferenças finitas, representando a estaca, martelo, capacete, cepo e coxim por meio de uma série de elementos, interligados por molas, e a resistência do solo por molas e amortecedores ligados aos elementos da estaca, conforme a figura 2.5.

FIGURA 2.5 – O modelo de SMITH (NIYAMA, 1983)

Com o trabalho de SMITH e o advento dos computadores, tornou-se possível efetuar análises de cravabilidade, entrando com as características dos sistemas de acionamento, amortecimento, e estaca-solo, permitindo estimar o comportamento durante a cravação.

As análises de cravabilidade possibilitam avaliar a eficiência e a compatibilidade do equipamento de cravação adotado com relação ao tipo de estaca e

solo, simulando o processo de cravação e permitindo a prevenção de problemas que possam ocorrer em campo.

É possível também estimar as tensões máximas passíveis de ocorrência durante a cravação, diminuindo o risco de dano estrutural ao elemento.

Atualmente, um número expressivo de programas de análise estão sendo empregados em diferentes partes do mundo, para a previsão e controle da capacidade de carga de estacas. Dentre os mais usuais, pode-se citar: “*TTI Program*”, “*WEAP Program*”, “*DIESEL I*”, “*DUKFOR*”, “*TNO-DELFT*”, além de outros. No Brasil pode-se citar o programa IPT-CASE, desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo – IPT.

O programa mais extenso foi desenvolvido pelo *Case Western Reserve Institute*, a partir de 1964, nos Estados Unidos, estendendo-se por vários anos, sendo aplicado em diversos países. Desse programa resultaram os métodos de análises mais conhecidos em engenharia de fundações, que são os métodos “CASE”, o “CAPWAP” e o “CAPWAPC”. Devido a ampla utilização desses métodos atualmente, algumas considerações sobre seus fundamentos serão abordadas a seguir.

Ressalta-se que os programas baseados na teoria da equação da onda, que empregam o modelo de SMITH estão sob o enfoque da energia constante. Os programas com enfoque sobre a previsão, utilizam as características de três sistemas: o sistema de acionamento, o sistema de amortecimento e o sistema estaca-solo, já os programas voltados a verificação da capacidade de carga só utilizam informações do sistema estaca-solo, desprezando as características do sistema de amortecimento e acionamento.

O Método CASE

O método CASE, baseado na teoria da propagação unidimensional da onda, parte, entretanto, de um modelo simplificado, sem discretizar a estaca em elementos, mas considerando o fenômeno de cravação como o impacto de duas barras (NIYAMA, 1991).

Este método consiste em uma solução matemática de forma fechada, obtida a partir de hipóteses simplificadas, tais como a consideração de que o solo apresenta um comportamento plástico ideal, e a estaca é uniforme em toda a sua extensão, idealizada com comportamento elástico.

Inicialmente a resistência total do solo R_t foi computada a partir da equação do corpo rígido, da teoria do impacto Newtoniano, sendo expressa por:

$$R_t = F_{(t)} - m * a_{(t)} \quad (2.14)$$

Onde $F_{(t)}$ e $a_{(t)}$ são respectivamente a força e aceleração medidas no topo da estaca, e m é a massa da estaca. Em estudos posteriores que modelaram a estaca como meio elástico, considerando que a estimativa da capacidade de carga, é dada pela soma do atrito lateral e resistência de ponta, obteve-se que a resistência total é dada por:

$$R_t = \frac{1}{2} (F_1 + F_2) + (E * A / c) * (V_1 - V_2) \quad (2.15)$$

Onde F_1 e V_1 são respectivamente, a força e a velocidade medidas no instante t_1 ; F_2 e V_2 são respectivamente, a força e a velocidade no tempo $t_1 + 2 * l / c$, onde “ l ” é o comprimento da estaca abaixo do nível dos instrumentos, “ E ” é o módulo de elasticidade do material da estaca, “ A ” é a área da seção transversal e “ c ” é a velocidade de propagação da onda no meio.

Considerando-se t_1 como o instante do impacto do martelo e $t_2 = t_1 + 2 \cdot l / c$ como o instante em que a ponta refletida chega à seção instrumentada, pode-se estimar a resistência total à penetração da estaca R_t através da equação anterior.

A resistência total é considerada igual a soma das duas parcelas: a resistência estática (R_s) e a resistência dinâmica (R_d), tais que:

$$R_t = R_s + R_d \quad (2.16)$$

A resistência dinâmica é admitida proporcional à velocidade da ponta da estaca (V_p), ou seja:

$$R_d = J_c \cdot I \cdot V_p \quad (2.17)$$

Onde J_c é a constante de amortecimento dinâmico (*damping*) do método CASE; um adimensional que não depende somente do tipo de solo.

Das equações que regem a propagação unidimensional da onda e considerando-se que a força descendente que atinge a ponta da estaca é reduzida em sua magnitude por metade do atrito lateral (NIYAMA, 1983), tem-se que:

$$V_p = 2 \cdot V_1 - (c / E \cdot A) \cdot R_t \quad (2.18)$$

Considerando-se também que no instante t_1 não existem ondas ascendentes, e que portanto vale a proporcionalidade entre V e F , vem:

$$V_p = (c / E \cdot A) \cdot (2 \cdot F_1 - R_t) \quad (2.19)$$

Portanto, a resistência dinâmica será dada por:

$$R_d = J_c \cdot (2 \cdot F_1 - R_t) \quad (2.20)$$

Logo, obtêm-se a resistência estática:

$$R_s = R_t - J_c (2 * F_1 - R_t) \quad (2.21)$$

Desta forma, com o valor estimado da capacidade de carga total, é possível obter a capacidade de carga estática da estaca, para um determinado valor do coeficiente de amortecimento dinâmico “Jc”. Para avaliar este coeficiente, existem indicações na bibliografia (RAUSHE *et al*, 1985) em função do tipo de solo situado abaixo da ponta da estaca.

O Modelo CAPWAP

Juntamente com o desenvolvimento do método CASE, outro programa de análise de ondas foi desenvolvido teórica e experimentalmente no mesmo instituto. Foi denominado de CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) e tem se destacado como um dos modelos numéricos de uso mais freqüente em nível mundial.

Neste método as forças de reação do solo são admitidas passivas e expressas em função somente do movimento da estaca. Assume-se que a reação do solo é composta por uma componente elasto-plástica e outra visco-linear. Desta forma o modelo de solo apresenta, em cada ponto, três variáveis: a resistência estática, o *quake* ou deslocamento elástico e a constante de amortecimento (*damping*), como ilustra a figura 2.6.

FIGURA 2.6 – Modelo do CAPWAP (GOBLE *et al.*, 1996)

O modelo de solo do CAPWAP requer alguns parâmetros como dados de entrada para cada elemento de solo, sendo que a adoção de "quakes" e "dampings" iguais em todos os elementos diminui consideravelmente o número de variáveis envolvidas. Cabe aqui citar que existem mais três variáveis (resistência, *quake* e *damping*) para a ponta da estaca. A partir da introdução destes parâmetros realiza-se a análise que resulta em sinais calculados ao longo do tempo. Estes sinais, quando concordantes com os medidos pela instrumentação, indicam os parâmetros do solo que melhor descrevem o modelo imposto.

O resultado final da análise consiste na previsão da carga do conjunto solo-estaca no momento da aplicação do golpe analisado, na distribuição de resistências e deslocamentos ocorridos ao longo da profundidade, e no conjunto de parâmetros utilizados.

Com relação à versão precedente, o CAPWAPC (*Case Pile Wave Analysis Program – Continuous Model*), além de apresentar uma melhor interface com o usuário e a possibilidade de ser processado em qualquer computador PC, dispõe de novos recursos para a representação do sistema estaca-solo.

2.3 O quake de ponta

O *quake* (ou C_3) é a parcela elástica do deslocamento na ponta da estaca, que ocorre quando o sistema estaca-solo é submetido a um nível de energia cinética em seu topo (EMX), ou seja, um golpe do martelo, conforme se observa na figura 2.7.

FIGURA 2.7 - Modelo de estaca para fórmulas dinâmicas (AOKI, 1991)

Para esta revisão bibliográfica, o *quake* lateral não foi estudado; uma atenção maior será dada ao *quake* de ponta.

A aplicação de um golpe do martelo provoca o deslocamento do topo da estaca, correspondendo a deformações elásticas e plásticas na estaca e no solo (AOKI, 1991). Observa-se na Figura 2.7, que este deslocamento atinge um valor máximo igual a $K + S$, sendo K a parcela elástica do deslocamento (recuperada), e tendo-se S como o valor de deslocamento final, ou permanente, chamado de *nega*.

O modelo apresentado por AOKI (1991) ilustra uma estaca durante a cravação (figura 2.7). O modelo apresenta área A , comprimento L , e módulo de elasticidade E , com a ponta apoiada a uma camada de solo de espessura C . A aplicação de um golpe de energia líquida EMX , provoca deformações plástica e elástica no solo e na estaca. O modelo procura explicar a *nega* e as fórmulas dinâmicas que objetivam determinar o valor da carga de ruptura a partir do valor da *nega*.

CHELLIS (1951) e SMITH (1960) indicam que o valor máximo do deslocamento elástico da ponta (*quake* da ponta) é de 2,5 mm e que a partir deste valor de *quake*, a carga da ponta se mantém constante para penetrações crescentes da estaca.

FOREHAND & REESE (1964) analisam diagramas de cravação e resultados de provas de carga de estacas de 45 a 137 cm de diâmetro, pré-moldadas e tubulares, bem como de estacas de aço, à luz da teoria da equação da onda. No caso de areias finas os autores recomendam um valor do *quake* de 3,8 mm, tanto para a ponta como para o atrito lateral.

APPENDINO (1977) analisa as medições de esforços de cravação em diferentes seções de estacas tubulares de ponta fechada de 50 cm de diâmetro, cravadas em areia média compacta. Os valores obtidos do *quake* da ponta variam de 7,0 a 9,4 mm.

AUTHIER & FELLENIUS (1980), verificaram em análises CAPWAP, que o valor do *quake* está ligado ao ajuste do sinal, ou seja, que o *quake* de 2,5 mm indica

um ajuste ruim enquanto um quake de 20 mm resulta num ajuste bastante satisfatório.

HANNIGAN (1984) descreve um caso de desenvolvimento de *quake* elevado durante a cravação de estacas de pequeno deslocamento. O autor ainda atribuiu a redução do *quake* de ponta com o tempo à dissipação das pressões neutras.

SWANN & ABBS (1984) em uma análise de diagramas de cravação de estacas tubulares, de ponta fechada de 75 cm de diâmetro em areias calcárias, obtiveram valores de *quake* de ponta e atrito da ordem de 7,5 mm.

NIYAMA *et al.* (1984) descrevem as fundações em estacas tubulares de ponta aberta de 86 cm de diâmetro cravadas em areias calcárias em Fortaleza. Valores de *quake* de 2,0 a 3,8 mm para o atrito e 1,5 a 6,3 mm para a ponta foram obtidos, em diferentes profundidades, de análises tipo CAPWAP.

SOARES *et al.* (1984) e GOMES (1986), entre outros, apresentam tabelas de valores de *quake* obtidos por diversos autores tanto para solos arenosos como para solos argilosos. A grande maioria desses autores mantém as indicações de SMITH (1960), sugerindo o valor de 2,5 mm tanto para a ponta como para o atrito.

AOKI (1986, 1989a) observou durante o controle de execução de diversas obras em estacas pré-moldadas de concreto, que a parcela elástica do deslocamento da ponta da estaca, C_3 , varia de zero até um valor limite, crescendo de forma aproximadamente linear com o nível de energia aplicado.

DANZIGER (1991) em um estudo aplicado à análise dinâmica da cravação de estacas, obteve entre outras análises, uma relação do C_3 em função da resistência de ponta. Os resultados mostraram que os valores do *quake* de ponta aumentaram com o acréscimo da resistência da ponta. Segundo o mesmo autor, em termos absolutos, os valores do *quake* de ponta obtidos foram superiores aos reportados em algumas bibliografias.

MACHADO (1995) em um estudo direcionado ao controle da capacidade de carga com base no repique elástico, cita que o valor da parcela do repique devida à compressão elástica do solo abaixo da ponta (C_3 ou *quake*) varia tanto em função do solo, como da energia aplicada em cada golpe do martelo, em consonância com os dados de várias bibliografias AOKI (1989); SOUZA FILHO & ABREU (1990); NIYAMA & AOKI (1991); entre outros.

MACHADO (1995) em seu trabalho, apresenta resultados de análises CAPWAPC, efetuadas para diferentes níveis de energia, onde obtém valores do *quake* crescentes com a energia, o que também foi constatado por BERNARDI et al. (1991).

Segundo AOKI (1991), deve-se assinalar que o valor S muitas vezes não representa somente a parcela devida às deformações plásticas do solo e pode englobar, também, uma parcela de deformação elástica devida às cargas residuais remanescentes no fuste.

Ressalta-se que existem solos chamados “resilientes”, que apresentam um C_3 bastante elevado. Por isso os valores geralmente adotados de ordem pequena (em torno de 2,5 mm), podem representar um resultado diferente do que ocorre na prática, através de aparelhos que medem o C_3 em campo e os ensaios de carregamento dinâmico. Portanto deve se tomar muito cuidado quando esta variável é adotada em algum cálculo.

Concluindo, a maioria dos resultados obtidos na bibliografia afirmam erroneamente que o *quake* da ponta da estaca é uma variável dependente do tipo do solo. Logo, uma análise mais apurada é fundamental, devido o alto grau de dispersão de seu valor, decorrente não do tipo de solo mas à sua variação devido ao nível de energia aplicada no sistema estaca-solo (AOKI, 1989; SOUZA FILHO & ABREU, 1990; NIYAMA & AOKI, 1991, entre outros).

2.4 O efeito “set up”

Ao se tratar de técnicas de controle da capacidade de carga em estacas cravadas, deve ser dada muita atenção no que diz respeito à questão da recuperação do solo, após a interrupção da cravação, ou seja, o efeito “set up”. Este fenômeno é capaz de alterar consideravelmente a capacidade de carga das estacas.

O “set up” pode ser definido como sendo a recuperação da capacidade de carga num determinado tempo em relação aquela obtida logo após a cravação de uma estaca.

A variação da resistência com o tempo depende principalmente do tipo de solo e é de particular interesse nas estacas que trabalham predominantemente por atrito lateral pois é nesta parcela da resistência que se observa maior recuperação ao passar do tempo (efeito “set up”).

NIYAMA *et al.* (1986) relata que nos solos da Baixada Santista observa-se nítida recuperação de resistências de estacas cravadas decorrida apenas uma hora da sua cravação.

SOARES & DIAS (1986) destacam que “a cravação de uma estaca em argila altera o estado de tensões e de pressões neutras existentes antes do processo de instalação. O solo em torno da estaca é deslocado e amolgado, formando uma zona altamente perturbada (amolgada). E uma região ao redor da estaca, alguns pontos atingem a ruptura e o excesso de pressão neutra induzido pelas tensões de instalação tendem a se dissipar, provocando adensamento desta massa de solo em torno da estaca (recuperação), que depende da natureza da argila, dimensões da estaca e outros fatores”.

SKOV & DENVER (1988) destacam como as principais razões para o efeito de “set up” a equalização da pressão neutra (chamada de reconsolidação) e o restabelecimento de condições internas do solo (dita regeneração para os solos

coesivos). Salientam também que nas argila rijas a reconsolidação leva muito mais tempo para ocorrer, não se verificando incrementos de carga mesmo após anos da cravação.

SCHMERTMANN (1991) observa que os efeitos tixotrópicos se fazem sentir intensamente em argilas com alto índice de vazios ou em suspensões argilosas sob baixa tensão efetiva.

O U.S. Department of Transportation (1992) destaca que o fator “*set up*”, além de função do tipo e de algumas características do solo, depende também do material que constitui a estaca e suas dimensões. Salienta também que o intervalo de tempo necessário para que se desenvolva o “*set up*” somente pode ser estimado com base em experiência local, ou melhor, medido através de provas de carga dinâmica no final da cravação e depois de um período, na recravação da estaca.

KORMANN (1993) atribuiu à dissipação da pressão neutra o fator de “*set up*” caracterizado em análises CAPWAP realizadas em estacas metálicas de ponta fechada cravadas no Polo Nordeste da Bacia de Campos. Salienta, porém, que não existe qualquer forma de quantificação prévia de tal fenômeno.

AOKI (1994) associa o fenômeno de “*set up*” ao fechamento da nega, no caso de estacas flutuantes, onde a nega pode ser mais facilmente quantificada durante a cravação e em recravações sucessivas.

GOBLE (1994) afirma que parte do aumento da resistência deve-se sem dúvida, à dissipação das pressões neutras geradas pela cravação. Outra parte é devida ao “envelhecimento” do solo, que modifica suas estruturas.

CASTRO & HEMSI (1996) acreditam que o efeito “*set up*” esteja relacionado de forma substancial com o coeficiente de adensamento horizontal do solo amolgado no entorno da estaca, no processo de adensamento sob ação do novo estado de tensões gerado pela cravação.

CAMPOS (1997) relata que a cravação de uma estaca em certos tipos de solo, principalmente os de comportamento argiloso, pode provocar o aparecimento de pressões neutras que, ao passar do tempo, vão sendo dissipadas. Assim durante a cravação, a tensão efetiva no solo diminui, conferindo baixa resistência à penetração durante o ensaio de carregamento dinâmico. Com a dissipação das pressões geradas pela cravação há um aumento das pressões efetivas do solo e, conseqüentemente, da resistência atuante, indicando a ocorrência do “*set up*”. Soma-se a isto os efeitos tixotrópicos (variação das propriedades com o tempo), comum em certos solos, nos quais se recuperam as resistências existentes antes da cravação.

Alguns casos tem sido relatados em que a capacidade de carga de estacas flutuantes em argila aumentou durante um período maior do que a duração do processo de reconsolidação do solo, resultado da equalização das pressões neutras, evidenciando a existência da regeneração.

Observa-se no entanto, que existem diferentes definições para o fator de “*set up*”, sendo o fenômeno atribuído aos mais diversos fatores (dissipação de pressões, tixotropia, cicatização, relaxação, etc.). A nomenclatura utilizada para definir algumas formas de comportamento também varia de acordo com cada autor, como por exemplo: regeneração (SKOV & DENVER), recuperação (SOARES & DIAS) e envelhecimento (GOBLE), que parecem exprimir o mesmo fenômeno.

As experiências em nível nacional e internacional para a determinação do valor do fator “*set up*”, baseiam-se quase que exclusivamente, em análises comparativas entre ensaios durante a cravação e posterior recravação.

Na aplicação de provas de carga dinâmica de energia crescente para avaliação do efeito “*set up*”, a energia cinética aplicada à estaca durante o golpe do martelo é um fator condicionante na interpretação dos dados. Pode haver uma baixa mobilização de resistência devido insuficientes níveis de energia aplicados ou também um aumento na mobilização devido à aplicação de níveis de energia bem maiores do que os aplicados na cravação, implicando valores subestimados da carga

mobilizada e consequentemente valores errôneos do “*set up*”. Devido a este fato, a comprovação do efeito “*set up*” deveria ser feita em igualdade de energia.

CAMPOS (1997) afirma que os relatos apresentados sobre a ocorrência do fenômeno de “*set up*” podem ser divididos em três grandes grupos:

1. Onde se constata a existência do fenômeno mas ainda não se consegue quantificá-lo. O trabalho de GOLOMBEK e FLECHTMAN (1982) relata um caso vivenciado numa obra de grande porte;
2. Onde a quantificação do fenômeno se faz através da realização de ensaios de carregamento dinâmico durante recravações ou quando se comparam resultados de ensaios estáticos e dinâmicos;
3. Os trabalhos de pesquisa, com uso intensivo de instrumentação, onde o objetivo principal é o de entender como se dá a recuperação da capacidade de carga e qual é a maneira de quantificar este ganho de resistência (SOARES & DIAS, 1986).

Estes três grandes grupos representam de uma forma geral e em ordem cronológica, os avanços conseguidos pela engenharia de fundações.

Concluindo, a revisão bibliográfica realizada mostra que não existe uma metodologia padronizada para a previsão deste fenômeno. Entretanto, na maioria dos casos abordados, a determinação do efeito “*set up*” se faz através de análises comparativas de resultados de ensaios de carregamento dinâmico realizados no final da cravação e, posteriormente, em recravações.

Os autores não se preocupam em verificar o “*set up*” sob condições de mesma energia aplicada em diferentes tempos após a execução.

2.5. As tensões dinâmicas

Na década de 60, com a possibilidade de instrumentação eletrônica, teve início o desenvolvimento da técnica de monitoração da cravação de estacas como é conhecida hoje, com a medição de deformações específicas e acelerações na seção instrumentada da estaca.

Antes do advento de soluções da Equação da Onda, as tensões de compressão originadas durante a cravação em estacas (tensões de cravação ou dinâmicas) eram estimadas dividindo-se a resistência à cravação (calculada à partir de fórmulas dinâmicas) pela área da seção transversal da estaca (por exemplo CHELLIS, 1951).

ALMEIDA (1985) relata que simulações por equação da onda mostram que para estacas curtas o erro é pequeno quando se considera que há uma força compressiva uniforme ao longo da estaca igual à máxima resistência à cravação. No caso de estacas longas e pesadas, a onda de tensão causada pelo golpe, refletida por material resistente na parte inferior da estaca, pode momentaneamente em certas seções, aumentar a força na estaca por superposição de ondas longitudinais de compressão.

O interesse em se conhecer as tensões durante a cravação é fundamental porque a estaca sofrerá danos se as tensões (de compressão ou tração) ultrapassarem o valor da resistência estrutural, implicam o abandono da estaca.

HIRSCH (1966) divide os problemas de danos à estaca de concreto, devido a tensões excessivas, em quatro tipos:

- a) esmagamento da cabeça da estaca de concreto devido a tensões compressivas muito elevadas no momento do golpe do martelo;
- b) esmagamento da ponta da estaca quando esta encontra camadas muito resistentes por superposição de ondas de tensões de compressão;

- c) trincamento transversal ou quebra da estaca devido à onda de tensões de tração geradas na ponta da estaca quando esta encontra camadas moles; e
- d) trincamento transversal devido à combinação de torção (devido às guias da estaca) e ondas refletidas de tensões de tração.

O esmagamento da cabeça da estaca é devido a tensões compressivas muito altas, causadas por material de amortecimento insuficiente entre a cabeça da estaca e o capacete e/ou cravação com alturas de queda muito elevadas.

As tensões instantâneas durante a cravação são diretamente proporcionais ao coeficiente de rigidez do coxim e à velocidade de impacto do martelo. Pode, também, ocorrer o esmagamento da cabeça ou da ponta da estaca na falta de uma armadura espiral adequada, já prevendo as concentrações de tensões que normalmente aí ocorrem. Ainda existe uma possibilidade de o concreto sofrer fadiga, causada por grande número de golpes sob altas tensões.

Pode ocorrer esmagamento da cabeça da estaca, ainda, se as tensões não forem uniformes, o que ocorre quando o martelo bate de maneira excêntrica em relação ao eixo da estaca ou quando o plano da cabeça da estaca não é perpendicular ao seu eixo longitudinal (JOHANNESSEN, 1981).

2.5.1 Fórmulas para previsão das tensões de cravação

a) Fórmula de Hirsch

HIRSCH (1966) apresentou um conjunto de equações para o cálculo das tensões de cravação baseado em um desenvolvimento teórico para uma estaca longa com um elemento amortecedor (coxim) no topo.

A notação usada nas fórmulas segue abaixo:

$\sigma_{cm\acute{a}x}$ = máxima tensão de compressão

W = peso do martelo

v = velocidade de impacto do martelo

h = altura de queda livre

g = aceleração da gravidade

K = coeficiente de rigidez do coxim

A_c = área da seção transversal do coxim

E_c = módulo de elasticidade do coxim

t_c = espessura inicial do coxim

t = tempo

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade da estaca

γ = peso específico da estaca

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (2.22)$$

$$K = \frac{A_c \cdot E_c}{t_c} \quad (2.23)$$

$$n = \frac{K}{2 \cdot A} \cdot \sqrt{\frac{g}{E \cdot \gamma}} \quad (2.24)$$

$$p = \sqrt{\frac{K \cdot g}{W}} \quad (2.25)$$

As equações propostas pelo autor, para o cálculo das máximas tensões compressivas na cabeça da estaca são:

- caso 1: $n < p$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{-K \cdot v \cdot e^{-n \cdot t}}{A \sqrt{p^2 - n^2}} \operatorname{sen}\left(t \sqrt{p^2 - n^2}\right) \quad (2.26)$$

onde t é calculado pela expressão:

$$t \cdot g\left(t \sqrt{p^2 - n^2}\right) = \frac{\sqrt{p^2 - n^2}}{n} \quad (2.27)$$

- caso 2 : $n = p$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \left(-\frac{K \cdot v}{n \cdot A} - \frac{W}{A}\right) \cdot e^{-1} \quad (2.28)$$

- caso 3 : $n > p$

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = -\frac{K \cdot v \cdot e^{-n \cdot t}}{A \sqrt{n^2 - p^2}} \operatorname{senh}\left(t \sqrt{n^2 - p^2}\right) \quad (2.29)$$

onde t ($t = t_{m\acute{a}x}$) é calculado pela expressão:

$$t \cdot g \cdot h\left(t \sqrt{n^2 - p^2}\right) = \frac{\sqrt{n^2 - p^2}}{n} \quad (2.30)$$

Estas equações podem ser usadas para seleção de uma combinação adequada de peso do martelo (W), velocidade de impacto (v) e rigidez do coxim (K), de maneira a não ultrapassar as tensões de compressão admissíveis na cabeça da estaca.

b) Fórmula da Christiani-Nielsen

Segundo JOHANNESSEN (1981), a empresa Christiani-Nielsen calcula as tensões dinâmicas máximas durante a cravação através da expressão empírica:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = fu\sqrt{\rho \cdot h \cdot E}$$

(2.31)

onde:

ρ = peso específico do material da estaca

h = altura de queda do martelo

E = módulo de elasticidade da estaca

fu = fator que depende do amortecimento no capacete, no solo, e variações na onda refletida na ponta da estaca, assim como da eficiência do equipamento de cravação e coeficientes de rigidez dinâmicos.

Os valores de fu estão apresentados na tabela abaixo.

TABELA 2.1 – Valores de fu para a fórmula da Christiani-Nielsen (JOHANNESSEN, 1981)

Nega por golpe				Nega > 5 mm			Nega < 2 mm			Nega e quake (S+C ₃) > 25 mm
Resistência lateral				Baixa	Média	Alta	Média	Média	Baixa	
Resistência de ponta				Baixa	Média	Média	Média	Alta	Alta	
Martelos pesados, eficiência normal	Amortecimento (coxim)	Duro	+ fu	1,0	1,0	1,0	1,2-1,5	1,5-1,8	1,8-2,0	1,0
			- fu	0,7-0,9	0,4-0,7	0,1-0,3	0	0	0	1,0
		Médio	+ fu	0,75	0,75	0,75	0,9-1,2	1,2-1,4	1,4-1,5	0,75
			- fu	0,5-0,7	0,3-0,5	0,1-0,2	0	0	0	0,75
		Macio	- fu	0,5	0,5	0,5	0,6-0,8	0,8-0,9	0,9-1,0	0,5
			- fu	0,4-0,5	0,2-0,3	0,1	0	0	0	0,5

Esta fórmula não leva em conta o peso do martelo, embora se saiba que este tem grande influência no nível de tensões dinâmicas.

c) Fórmula de Gambini

A tensão instantânea durante a cravação depende do peso do martelo, da altura de queda usada e da constante elástica do coxim usado, combinados na seguinte expressão:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = \frac{v_0 \cdot I_M \cdot c_F}{A} \quad (2.32)$$

onde:

$$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h'} \quad (2.33)$$

$$h' = f \cdot h \cdot \left[\frac{W}{(W + W_c)} \right]^2 \quad (2.34)$$

$$C_F = 0,86 \cdot \left(1 - e^{-(1,12 \cdot I_r)} \right) \quad (2.35)$$

$$I_r = \frac{I_p}{I_M} \quad (2.36)$$

$$I_p = \rho \cdot c \cdot A \quad (2.37)$$

$$I_M = \sqrt{W \cdot K} \quad (2.38)$$

$$c = \sqrt{\frac{E \cdot g}{\rho}} \quad (2.39)$$

logo temos que:

v_0 = velocidade do conjunto martelo-capacete depois do choque (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

h' = altura equivalente de queda (m)

I_r = razão entre as impedâncias

I_p = impedância da estaca ($kN \cdot s/m$)

I_M = impedância do sistema de cravação ($kN \cdot s/m$)

ρ = peso específico do concreto (kN/m^3)

c = velocidade de propagação da onda de tensões (m/s)

E = módulo de elasticidade do material da estaca (kN/m^2)

A = área da seção transversal da estaca (m^2)

f = eficiência do martelo

W = peso do martelo (kN)

W_c = peso do capacete (kN)

K = coeficiente de rigidez do coxim (kN/m)

Segundo GAMBINI (1986), a tensão de compressão instantânea no concreto centrifugado não deve estar acima de 20 a 25 MPa.

Para um estudo crítico das fórmulas para o cálculo das tensões de cravação, ALMEIDA (1985) realizou uma análise paramétrica por solução da equação da onda (programa NEW-WAVE), examinando quais os principais fatores influentes nas tensões de cravação, para posteriormente verificar se estes fatores estão presentes nas fórmulas utilizadas.

Segundo o mesmo autor os parâmetros testados foram: peso do martelo, peso do capacete, coeficiente de restituição do cepo, coeficiente de rigidez do cepo, coeficiente de restituição do coxim e coeficiente de rigidez do coxim. Estes são os parâmetros que podem ser ajustados no sistema de cravação na tentativa de aumentar sua eficiência e/ou reduzir as tensões na cravação.

No que diz respeito aos resultados do estudo paramétrico realizado por ALMEIDA (1985), o autor divide em dois grupos:

a) parâmetros com grande influência:

- energia do martelo
- coeficiente de restituição do cepo
- coeficiente de rigidez do cepo

b) parâmetros com pequena influência:

- peso do capacete
- coeficiente de restituição do coxim
- coeficiente de rigidez do cepo

De acordo com este estudo, a fórmula de HIRSCH (1966) leva em conta o peso e altura de queda do martelo e a rigidez do coxim. Logo, esta fórmula leva em consideração parâmetros com grande influência nas tensões de cravação.

A fórmula da Christiani-Nielsen (JOHANNESSEN, 1981) não considera diretamente nenhum dos parâmetros considerados importantes no estudo paramétrico. Apenas considera indiretamente, por meio do fator f_u , os parâmetros de amortecimento, não levando em consideração um fator de grande importância que é a energia do martelo.

Entre os parâmetros considerados de grande importância no estudo realizado por ALMEIDA (1985), dois são levados em consideração na fórmula de GAMBINI (1986): peso do martelo e coeficiente de rigidez do coxim. Um terceiro fator de grande importância, o coeficiente de restituição do cepo, não varia muito, e seu efeito deve ter sido considerado na fórmula, que é de natureza empírica. Assim imagina-se que a fórmula de Gambini poderá dar resultados confiáveis para a avaliação do nível de tensão dinâmicas.

Ressalta-se que a tensão dinâmica (ou tensão de cravação) depende diretamente da energia aplicada, que é a variável independente do problema.

3. O MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A fundação é o sistema formado pelo elemento estrutural de fundação e o maciço de solos que o envolve. Este sistema apresenta como objetivo suportar, com segurança, as solicitações decorrentes das cargas atuantes (cargas permanentes, cargas móveis, cargas acidentais, etc.) na superestrutura, garantindo-se que ao longo de sua vida útil os estados limites não sejam atingidos.

No que diz respeito à transferência de carga, esta pode ser definida como diagrama de linha de estado, em que o resultado é apresentado ao longo de uma seção em função de uma variável admitida, por exemplo, no caso do diagrama de esforços normais, os esforços normais atuantes no sistema estaca-solo são apresentados ao longo da seção z , correspondente a profundidade, em função da energia aplicada, a qual é a variável independente.

3.1 Carregamento estático

Do ponto de vista estrutural, uma estaca isolada sujeita a uma carga vertical de compressão P no seu topo, pode ser tratada como um sistema formado por uma haste reta de comprimento L , área da seção transversal A e módulo de elasticidade E , e pelo maciço de solos no qual está imersa.

Segundo AOKI & CINTRA (1996), o maciço de solos ou sistema estrutural geotécnico é definido como um conjunto formado por um certo número de elementos

de solos, ocupando continuamente o espaço físico delimitado pela superfície do terreno e a superfície do indeformável. Por elemento de solo entende-se o corpo tridimensional, com forma de contorno indistinto e volume variável, formado por material de mesma granulometria, mineralogia e comportamento reológico.

Um modelo simples de transferência de carga da estaca isolada para o maciço de solos, no caso em que o comportamento é regido pelo solo, é apresentado por AOKI (1989b). Neste modelo supõe-se conhecidos os diagramas de atrito local $Q(z)$, atrito acumulado $Pl(z)$, força normal $N(z)$ e recalque $\delta(z)$, como indicados na figura 3.1, para carregamento estático.

FIGURA 3.1 – Diagramas de transferência de carga estaca-solo para carregamento estático (AOKI, 1989b)

O sistema apresenta elevado grau de hiperstaticidade uma vez que as reações de apoio são continuamente distribuídas ao longo do fuste e base da estaca. Neste contexto as reações dependentes do perfil do solo, ou seja, natureza, resistência e rigidez das diferentes camadas de solo ao longo do fuste e sob a base da estaca, até a superfície do indeslocável. A questão é como determinar o diagrama de transferência

de carga $Q(z)$ de atrito local ao longo do fuste e a reação do solo sob a ponta da estaca, representada por P_p .

Segundo AOKI (1989b), uma vez estas reações determinadas e não considerando o peso próprio da estaca, pode-se escrever que o diagrama de atrito lateral, acumulado do topo da estaca até (z) , vale:

$$Pl(z) = \int_{L-C}^z Q(z).dz \quad (3.1)$$

Logo, este diagrama pode ser estimado pela expressão:

$$Pl(z) \cong \sum_{L+C}^z Q(z).\Delta z \quad (3.2)$$

O diagrama de força normal na seção (z) , vale:

$$N(z) = P - Pl(z) \quad (3.3)$$

De acordo com a lei de Hooke o diagrama correspondente à parcela de recalque devido ao encurtamento elástico do fuste da estaca, sob ação do diagrama de força normal $N(z)$, pode ser escrito como:

$$\delta_p(z) = \int_C^z \frac{N(z).dz}{A.E} \quad (3.4)$$

O diagrama pode também ser estimado pela expressão:

$$\delta_p(z) \cong \frac{1}{A.E} \cdot \sum_C^z N(z).\Delta z \quad (3.5)$$

O diagrama correspondente aos deslocamentos dos pontos ao longo do eixo da estaca vale:

$$\delta(z) = \delta_s + \delta_p(z) \quad (3.6)$$

onde δ_s é o deslocamento no pé da estaca

Para a seção do topo da estaca ($z = C + L$), o deslocamento δ_0 vale:

$$\delta_0 = \delta(C + L) = \delta_s + \delta_p \quad (3.7)$$

onde δ_p pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\delta_p = \delta_p(C + L) \cong \frac{1}{A \cdot E} \cdot \sum_C^{C+L} N(z) \cdot \Delta z \quad (3.8)$$

Para a seção do pé da estaca ($z = C$), o atrito lateral total acumulado é igual a:

$$Pl = Pl(C) \cong \sum_{L+C}^C Q(z) \cdot \Delta z \quad (3.9)$$

Por outro lado, o equilíbrio estático exige que:

$$P = Pl + Pp \quad (3.10)$$

Para a estimativa da parcela de recalque δ_s , é necessário recorrer a um modelo matemático para representar o comportamento do maciço de solos. De acordo com VESIC (1975), pode-se recorrer aos seguintes modelos:

- funções de transferência de carga;
- meio homogêneo elástico semi-infinito, isotrópico, com módulo de elasticidade E e, coeficiente de Poisson ν ;
- método dos elementos finitos; e
- método dos elementos de contorno.

No presente caso emprega-se o modelo do meio elástico que permite considerar a continuidade do maciço de solos na avaliação da parcela de recalque δ_s sob o pé da estaca.

AOKI (1989b) relata que as soluções clássicas de POULOS (1980), largamente utilizadas na prática, lançam mão da solução de MINDLIN (1936) e das hipóteses simplificadoras de STEINBRENNER (1934), considerando a continuidade de deslocamento na interface estaca-solo. Entretanto, o diagrama de atrito local $Q(z)$ resultante pode não ser compatível com o atrito local na ruptura, invalidando estas soluções, uma vez que, atingido este valor, passa a ocorrer deslizamento da estaca em relação ao solo. Na realidade o atrito lateral local na ruptura é muito variável tornando-se impraticável o uso de métodos de cálculo mais refinados.

Sob a ação do carregamento $Q(z)$ e da carga P_p , transmitidas pela estaca ao solo, as camadas situadas entre a ponta da estaca e a superfície do indeslocável, sofrem deformações que resultam no deslocamento δ_s do pé da estaca. O cálculo do recalque δ_s , pode ser feito pelas fórmulas de integração numérica, proposta por AOKI & LOPES (1975), das equações de MINDLIN (1936), com a simplificação de STEINBRENNER (1934), para levar em conta a estratificação das camadas

3.2 Carregamento dinâmico

No caso da aplicação do carregamento dinâmico ao sistema estaca-solo, as linhas de estado (reação) e a história do carregamento (ação) são dependentes do tempo.

Para o carregamento dinâmico, as definições apresentadas no item anterior para o carregamento estático se aplica novamente, mas agora em função da profundidade e do tempo $f(z,t)$ como pode ser visto na figura 3.2.

FIGURA 3.2 – Diagramas de transferência de carga estaca-solo para carregamento dinâmico.

Concluindo, de acordo o modelo de transferência de carga apresentado pelas figuras 3.1 e 3.2, lembrando-se da diferença entre o estático e o dinâmico, observa-se que o atrito lateral é mobilizado antes da resistência de ponta.

4. CASO DE OBRA

As estacas analisadas são parte integrante da obra de fundações de uma instalação industrial, situada no distrito de Caju na cidade do Rio de Janeiro. Foi realizado um total de 25 provas de carga dinâmicas de energia crescente, de acordo com as prescrições da NBR 13208 / 96, e uma prova de carga estática do tipo lenta de carga mantida, não instrumentada (SML), seguindo as prescrições da NBR 12131 / 95.

As estacas submetidas à prova de carga dinâmica de energia crescente foram todas monitoradas com o sistema PDA, sendo os sinais obtidos através desta instrumentação, submetidos à análise CAPWAP. As análises CAPWAP somaram um total de 135 e os ensaios foram realizados após a cravação (recravação).

4.1 O Maciço de solos

Segundo CUNHA & LACERDA (1991), o maciço de solos em que se encontra a obra estudada, é caracterizado pela presença de argila mole, e leva o nome do distrito local, denominado depósito de argila Caju, que segundo os autores, como outros depósitos na cidade do Rio de Janeiro, esse maciço de argila mole tem sua origem a partir de depósitos marinhos e lacustres. A argila em questão apresenta uma média de 5 % de matéria orgânica, a qual dá uma coloração marrom a cinza e até mesmo preta.

O maciço de argila mole situado na região da obra estudada, assim como em regiões dos aterros experimentais do Rio de Janeiro (DIAS, 1988), apresenta uma espessura que varia, em média, na faixa de 8 a 16 m e está sobrejacente a uma camada arenosa (solo residual de gnaiss).

O depósito é um sedimento flúvio-marinho da era quaternária com idade geológica entre 6.000 e 10.000 anos. Possivelmente os sedimentos argilosos tenham se formado em ambiente marinho com subsequente emersão devido ao arqueamento do fundo e variação do nível do mar nos últimos 6.000 anos, (AMADOR & PONZI, 1975), como citado por COSTA FILHO *et al.* (1985).

CUNHA & LACERDA (1991) apresentaram resultados dos limites de Atterberg, obtidos segundo o método proposto por BJERRUM (1973) para argilas orgânicas. Os resultados (valores médios) são apresentados na tabela seguinte:

TABELA 4.1 – Características gerais da argila mole do Caju (CUNHA & LACERDA, 1991)

Umidade (W)	108 %
Limite de liquidez (LL)	107 %
Limite de plasticidade (LP)	41 %
Índice de plasticidade (IP)	67 %

FONTENELLE (1987) apresentou uma descrição atualizada das características geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro, considerando os índices físicos e os parâmetros de resistência. São feitas referências aos trabalhos de ORTIGÃO (1980), COSTA FILHO *et al.* (1985), entre outros. A figura 4.1 apresenta suas propriedades e a história de tensões, indicada através da tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) e da pressão de pré-adensamento (σ_{vm}), através de ensaios edométricos.

FIGURA 4.1 – Propriedades geotécnicas da argila do Rio de Janeiro (ORTIGÃO, 1980)

A cerca de 2,5 m de profundidade os valores de σ_{vm} atingem seus mínimos. Abaixo desta profundidade, os valores médios de σ_{vm} tendem a crescer linearmente com a profundidade e segundo ORTIGÃO (1980) tem-se:

$$(\sigma_{vm}) \text{ médio} = 10,5 + 3,92 z \text{ kPa} \quad (z \text{ em metros}) \quad (4.1)$$

Considerando um valor médio e único para γ de $13,2 \text{ kN/m}^3$ e que o nível da água esteja na superfície do terreno, tem-se aproximadamente,

$$\sigma'_{v0} = 3,2 z \text{ kPa} \quad (4.2)$$

Dividindo a expressão (4.1) por σ'_{v0} obtêm-se os valores de OCR em função da profundidade.

$$\text{OCR}(z) \text{ médio} = 3,28/z + 1,22 \quad (4.3)$$

A resistência ao cisalhamento deste depósito de argila mole foi extensivamente avaliada por diversos programas de investigação geotécnica em laboratório e campo. ORTIGÃO (1980) apresenta os resultados do c_u de palheta obtidos em ensaios de palheta realizados em campo.

- Para $z < 4$ m $c_u = 8,3$ (kPa)
- Para $z > 4$ m $c_u = 3,0 + 1,48 z$ (kPa) (4.4)

CUNHA & LACERDA (1991) em retroanálises executadas sobre a ruptura de um aterro sobre um depósito de argila mole do Caju, encontraram valores da coesão na faixa de 0 a 20 kPa para a argila mole. Os autores ainda salientam que os resultados apresentados sobre o depósito de argila do Caju são muito semelhantes aos resultados obtidos em análises similares, para o depósito de argila do Sarapuí na cidade do Rio de Janeiro (ORTIGÃO, 1980).

4.1.1 As sondagens referentes

Nas tabelas a seguir são apresentadas as 10 sondagens referentes às estacas analisadas. A nomenclatura observada em tabela, por exemplo “local A”, é referente as estaca denominadas “A”, ou seja as estacas tipo A foram cravadas no local A e assim consequentemente até a estaca tipo J, onde foi cravada no local “J”. Logo as estacas ensaiadas possuem a mesma nomenclatura referente à sondagem.

TABELA 4.2 – Sondagem do local A

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Areia fina e média siltosa, com raízes, marrom escura.	1,80	2 / 30
Argila siltosa, com matéria orgânica, cinza escura, muito mole.	14,20	17 / 746
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, medianamente compacta.	1,15	10 / 30
Silte argiloso, micáceo, variegado, duro, solo residual.	0.30	20 / 20
		Impenetrável

TABELA 4.3 – Sondagem do local B

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de areia fina e média siltosa, com fragmentos de valvas, raízes, cinza claro.	1,00	0 / 50
Argila siltosa, com matéria orgânica, com fragmentos de valvas, mica, cinza escura, muito mole.	11,80	0 / 640
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, pouco compacta	1,20	5 / 30
Argila siltosa, com pedregulhos, cinza, rija a dura.	1,20	14 / 30
Areia fina e média siltosa, cinza clara compacta.	1,80	73 / 60
Areia fina e média pouco argilosa, cinza, compacta a muito compacta.	3,00	130 / 80
Argila arenosa, com pedregulhos, cinza clara, dura.	2,00	92 / 55
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza clara, muito compacta.	1,40	82 / 38
		Impenetrável

TABELA 4.4 – Sondagem do local C

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de argila siltosa, com raízes, mica, marrom.	1,10	2 / 52
Argila siltosa, com turfa, mica, cinza e preta, muito mole.	1,90	4 / 102
Argila siltosa, com matéria orgânica, mica, cinza escura, muito mole.	12,27	15 / 642
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, compacta.	4,00	116 / 120

TABELA 4.5 – Sondagem do local D

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de silte argiloso, com mica, raízes, cinza.	0,70	0 / 60
Argila siltosa, com matéria orgânica, com fragmentos de valvas, cinza, muito mole.	10,95	0 / 760
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, compacta a muito compacta.	2,35	103 / 56
Argila siltosa, com pedregulhos, cinza, dura.	2,50	57 / 60
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, muito compacta.	5,50	214 / 180
Argila arenosa, com pedregulhos, amarela, dura.	2,00	141 / 35

TABELA 4.6 – Sondagem do local E

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de argila siltosa, com mica, raízes, cinza, muito mole.	1,00	0 / 60
Argila siltosa, com matéria orgânica, com fragmentos de valvas, cinza escura, com mica, muito mole.	10,98	2 / 634
Areia fina e média siltosa, cinza, pouco compacta a medianamente compacta.	2,00	19 / 60
Argila siltosa, com pedregulhos, cinza, rija.	1,83	33 / 60
Areia fina e média siltosa, com pedregulhos, cinza clara, muito compacta.	2,22	100 / 38
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza e amarela, muito compacta.	5,75	264 / 123
Silte arenoso, cinza, muito compacto..	0,45	30 / 03

TABELA 4.7 – Sondagem do local F

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Silte argiloso, com turfa, marrom.	0,92	0 / 47
Argila siltosa, com matéria orgânica, fragmentos de valvas, mica, cinza escura, muito mole.	8,08	6 / 408
Argila siltosa, com mica, cinza, média.	2,23	24 / 68
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, muito compacta.	1,00	46 / 28

TABELA 4.8 – Sondagem do local G

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de silte argiloso, com pedregulhos, madeira e raízes, marrom.	1,05	2 / 30
Argila siltosa, com matéria orgânica, com fragmentos de valvas, mica, cinza escura, muito mole.	14,05	0 / 740
Argila siltosa, com pedregulhos, com fragmentos de valvas, cinza, mole.	0,90	5 / 30
Argila arenosa, com pedregulhos, cinza, média a rija.	2,00	21 / 60
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza e marrom, muito compacta.	3,68	212 / 74

TABELA 4.9 – Sondagem do local H

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de silte argiloso, com pedregulhos, mica, marrom, muito mole.	2,88	4 / 62
Argila siltosa, com matéria orgânica, fragmentos de valvas, mica, cinza escura, muito mole.	12,60	0 / 955
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, fragmentos de valvas, cinza, fofa a pouco compacta.	3,60	10 / 85
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, mica, variegada, muito compacta, solo residual.	2,10	128 / 56
Argila arenosa, com pedregulhos, amarela, dura.	2,32	139 / 42
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, muito compacta.	1,06	106 / 27
		Impenetrável

TABELA 4.10 – Sondagem do local I

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Aterro de areia fina e média argilosa, com mica, raízes, fragmentos de valvas, cinza.	1,00	3 / 30
Areia fina e média siltosa, com pedregulhos, com fragmentos de valvas, cinza, pouco compacta.	7,00	60 / 210
Areia fina e média argilosa, com pedregulhos, cinza, medianamente compacta.	0,70	10 / 30
Argila siltosa, com matéria orgânica, fragmentos de valvas, mica, cinza, muito mole.	8,95	0 / 526
Silte argiloso, micáceo, com presença de caulim, cinza esverdeado, duro. (solo residual)	3,73	139 / 77 Impenetrável

TABELA 4.11 – Sondagem local J

Características do solo	Espessura (m)	N (golpes/cm)
Argila siltosa, com turfa, muitas raízes, marrom escura, muito mole.	1,00	0 / 60
Argila siltosa, com matéria orgânica, com fragmentos de valvas, cinza escura, com mica, muito mole.	16,36	12 / 834
Argila arenosa, com pedregulhos, cinza, média.	0,64	5 / 15
Areia fina e média pouco argilosa, com pedregulhos, cinza, muito compacta.	2,20	57 / 21

Como pode ser observado nas tabelas 4.2 à 4.11, o maciço de solos é caracterizado pela presença de argila mole (espessura variável). Em alguns casos existe a presença de camadas intercaladas de areia, e logo sobrejacente ao material argila, o solo residual de gnaiss. O nível de água encontra-se na cota do nível do terreno.

4.2 Características das estacas e sistema de cravação

Como as estacas apresentam diâmetros variados (26 cm, 42 cm e 50 cm), as suas características geométricas e do sistema de cravação são diferentes. A tabela seguinte mostra estas características:

TABELA 4.12 - Características dos sistemas de cravação

SISTEMA DE CRAVAÇÃO	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
Tipo do martelo	Queda livre	Queda livre	Queda livre
Peso martelo (kN)	34.2	43	50
Peso capacete (kN)	2	3	3
Espessura do cepo (cm)	30	30	30
Espessura do coxim (cm)	6	6/10	6/10

As características gerais das estacas são apresentadas na tabela abaixo:

TABELA 4.13 – Características gerais das estacas de concreto

Diâmetro da estaca (cm)	Espessura da parede (cm)	fck (MPa)	fyk (MPa)
26	6	35	500
42	8	35	500
50	9	35	500

É importante ressaltar que as provas de carga dinâmicas foram realizadas com um intervalo de tempo após a cravação, como pode ser visto na tabela 4.14 abaixo:

TABELA 4.14 – Características das estacas ensaiadas

Nome	Diâmetro (cm)	Penetração (m)	Tempo (dias)	Sistema de cravação	Sondagem referente
A1	50	19,3	20	Tipo 3	A
A2	50	18,8	1	Tipo 3	A
A3	50	17,7	16	Tipo 3	A
A4	50	17,8	15	Tipo 3	A
A5	50	17,2	17	Tipo 3	A
B1	50	14,9	5	Tipo 3	B
B2	50	16,9	38	Tipo 2	B
B3	50	20,5	16	Tipo 3	B
B4	50	15,0	5	Tipo 3	B
B5	50	18,7	11	Tipo 2	B
B6	42	17,0	f.c. *	Tipo 2	B
C1	50	17,8	1	Tipo 3	C
C2	50	17,9	14	Tipo 3	C
C3	42	13,3	2	Tipo 2	C
C4	42	20,4	5	Tipo 3	C
C5	42	17,9	2	Tipo 3	C
D1	42	13,7	f.c. *	Tipo 2	D
D2	42	13,0	f.c. *	Tipo 2	D
E1	42	15,1	21	Tipo 2	E
E2	50	17,8	43	Tipo 2	E
F1	42	13,6	1	Tipo 2	F
G1	42	15,5	1	Tipo 3	G
H1	42	16,6	3	Tipo 3	H
I1	50	15,7	5	Tipo 3	I
J1	26	17,8	3	Tipo 1	J

* Observação: ensaio realizado ao final da cravação

5. RESULTADOS

5.1 Diagramas de Forças Normais Mobilizadas Máximas em cada seção

Quando acontece o impacto do martelo sobre o sistema estaca-solo, a resistência do solo é mobilizada e o atrito lateral e resistência de ponta variam de acordo com a natureza e reologia dos diferentes tipos de solo ao longo da profundidade com o tempo.

O diagrama de força normal resultante a partir deste impacto, obtido através das análises CAPWAP, realizadas para cada golpe de energia crescente aplicado ao sistema estaca-solo, é apresentado nas figuras 5.1 a 5.25, referente aos valores máximos em cada profundidade. Na análise CAPWAP, cada estaca é dividida em um certo número de seções, e cada ponto que constitui o diagrama de esforço normal, apresentado a seguir, representa uma seção na estaca, de onde foram extraídos os resultados.

Conforme a ordem das sondagens apresentadas (tabelas 4.2 a 4.11), os gráficos a seguir seguem ordem similar. Por exemplo, as estacas denominadas A1, A2, A3, A4 e A5, referem-se como o próprio nome diz, às sondagens do local A, as estacas denominadas B se referem à sondagem do local B, e assim, isto é aplicado a todos os resultados (figuras).

Ressalta-se que as estacas apresentam diferentes tempos de realização da prova de carga dinâmica. Como o enfoque é direcionado a análise da transferência de carga, análises do efeito *set up* não foram realizadas.

FIGURA 5.1 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A1

FIGURA 5.2 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A2

FIGURA 5.3 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A3

FIGURA 5.4 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A4

FIGURA 5.5 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca A5

Analisando às figuras 5.1 a 5.5 referentes as estacas A1 a A5, o diagrama de força normal para todas as estacas, com exceção da estaca A5 (figura 5.1), é aproximadamente constante ao longo da espessa camada de argila mole (tabela 4.2), devido à baixa resistência do solo mobilizada ao longo do fuste da estaca.

Entretanto, mesmo todas as estacas tendo como referência uma mesma sondagem, neste caso a sondagem A, o diferente comportamento observado na estaca A5 (figura 5.5) pode ser explicado pela grande variabilidade local do solo. No caso das estacas A1 a A4 (figuras 5.1 a 5.4), os diagramas de força normal obtidos na análise podem ser explicados pela transição entre a camada de argila mole e a camada arenosa de solo residual.

Uma repentina perda da resistência lateral pode ser observada no caso do último nível de energia aplicado na estaca A2 (figura 5.2), em que toda a resistência foi transferida para a ponta. Fato este pode ser explicado devido a estaca ser ensaiada com apenas um dia após a sua cravação; a pressão neutra gerada durante a cravação ainda não foi dissipada.

FIGURA 5.6 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B1

FIGURA 5.7 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B2

FIGURA 5.8 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B3

FIGURA 5.9 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B4

FIGURA 5.10 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B5

FIGURA 5.11 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca B6

De acordo com as figuras 5.6 a 5.11, referente as estacas B1 a B6, mesmo essas estacas tendo como referência uma mesma sondagem, neste caso a sondagem B, diferentes comportamentos podem ser observados.

Nas estacas B1, B2 e B4 (figuras 5.6, 5.7 e 5.9) observa-se uma maior mobilização da resistência lateral em relação às outras estacas do grupo B. Mesmo a sondagem referente apresentando o espesso maciço de argila mole, o que leva a crer uma desprezível mobilização de resistência lateral, o comportamento notado nestas estacas pode ser explicado pela grande variabilidade local do solo, já constatada nas estacas referentes à sondagem A. No caso da estaca B5 (figura 5.10), o diagrama de força normal medido pode ser explicado pela transição entre a camada de argila mole e a camada arenosa de solo residual.

Uma desprezível resistência lateral pode ser observada no caso das estacas B3 e B6 (figuras 5.8 e 5.11). Para estas estacas, a resistência lateral foi quase nula e somente a resistência de ponta foi mobilizada para todos os níveis de energia aplicados.

FIGURA 5.12 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C1

FIGURA 5.13 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C2

FIGURA 5.14 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C3

FIGURA 5.15 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C4

FIGURA 5.16 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca C5

As figuras 5.12 a 5.16 representam os diagramas de força normal das estacas C1, C2, C3, C4 e C5 respectivamente, as quais possuem como referência a sondagem C. A estaca C1 (figura 5.12) apresenta uma mobilização de sua resistência lateral

desprezível (pressão neutra ainda não dissipada); somente a resistência de ponta foi mobilizada para todos os níveis de energia. Observa-se ainda que a mesma estaca apresenta ruptura, visto que a partir do quarto nível de energia aplicado, a resistência mobilizada permanece constante após dois golpes com níveis de energia crescente, assim caracterizando a ruptura deste sistema estaca-solo (AOKI, 1997; AOKI & CINTRA, 1997).

A estaca C2 (figura 5.13), apresenta um diagrama de força normal que pode ser explicado pela transição da espessa camada de argila mole sobrejacente ao solo residual de gnaíse. Apresenta ainda uma provável caracterização de ruptura do sistema estaca-solo, porque o último golpe de maior energia mobiliza uma resistência do solo semelhante ao golpe anterior. A estaca C3 (figura 5.14) apresenta uma transição da camada de argila mole com o solo residual de gnaíse, bem mais acentuada que as demais do grupo C. Já as estacas C4 e C5 (figuras 5.15 e 5.16) apresentam uma resistência lateral mobilizada menos acentuada; em todos os golpes a resistência de ponta aparece mais caracterizada.

FIGURA 5.17 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca D1

FIGURA 5.18 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca D2

Os diagramas de força normal nas estacas D1 e D2 (figuras 5.17 e 5.18) mostram uma transição bem definida da camada de argila mole para uma camada de areia muito compacta, um comportamento coerente segundo a sondagem de referência destas estacas, no caso sondagem D (tabela 4.5).

FIGURA 5.19 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca E1

FIGURA 5.20 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca E2

Dois comportamentos diferentes podem ser observados nas estacas E1 e E2 (figuras 5.19 e 5.20). Para a estaca E1 observa-se uma repentina perda de resistência lateral na aplicação do quarto nível de energia, em que a resistência foi transferida para a ponta da estaca, e a partir do quinto nível de energia imposto, o comportamento volta a ser semelhante aos primeiros níveis de energia em que a estaca foi submetida.

A estaca E2 (figura 5.20) mostra bem definida a transição da camada de argila mole com as camadas de areia e argila dura, conforme apresentado na sondagem E (tabela 4.6). Pode-se observar o mecanismo de ruptura, visto que para o último nível de energia aplicado, a resistência estática mobilizada permanece constante, ou seja, o solo não oferece mais resistência, caracterizando assim a ruptura do sistema estaca-solo.

FIGURA 5.21 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca F1

A estaca F1 (figura 5.21), apesar de estar praticamente embutida em argila mole (tabela 4.7), apresenta uma mobilização crescente da sua resistência lateral. Esse fato pode ser explicado também devido à grande variabilidade local do maciço de solos.

FIGURA 5.22 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca G1

FIGURA 5.23 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca H1

Mais uma vez, o comportamento visto anteriormente em que a resistência lateral é desprezível, com exceção do primeiro nível de energia, e somente a resistência de ponta é mobilizada, é apresentado pela estaca G1 (figura 5.22), referente à sondagem G. Também pode ser observado o mecanismo de ruptura, em que o solo não oferece mais resistência, como pode ser visto na aplicação do último nível de energia, a resistência permanece constante.

A estaca H1 (figura 5.23) apresenta um diagrama de força normal que pode ser explicado pela transição da espessa camada de argila mole com o solo residual de gnaiss.

Os diagramas medidos da estaca H1 (figura 5.24) apresentam uma grande variação do comportamento do sistema a cada nível de energia aplicado. Somente a partir do terceiro nível de energia imposto, os diagramas seguem um mesmo comportamento. Pode-se ainda observar que este sistema tende à ruptura uma vez que a resistência do solo parece esgotar a partir do último nível de energia aplicado.

FIGURA 5.24 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca I1

FIGURA 5.25 – Diagrama de força normal mobilizada: estaca J1

Finalizando, a estaca J1 (figura 5.25), referente à sondagem J (tabela 4.11), apresenta um comportamento semelhante à algumas estacas anteriormente. A

resistência lateral mobilizada em todos os níveis de energia aplicados é desprezível; somente a resistência de ponta é mobilizada.

Como pode ser observado, mesmo se tratando de estacas cravadas em um mesmo maciço de solos, neste caso maciço de argila mole sobrejacente a solo residual de gnaiss, diversos tipos de comportamento puderam ser vistos. Alguns casos seguiram coerentemente à sondagem referente, mas outros não.

O que deve ser ressaltado é que a variabilidade natural local dos solos, em especial neste maciço de solos, é muito grande, fazendo com que estas análises apresentem diversos resultados diferentes.

Outro ponto fundamental é o comportamento observado nas estacas A2, B6, C1 e G1 (figuras 5.2, 5.11, 5.12 e 5.22, respectivamente). No caso destas estacas, para todos os níveis de energia aplicado a resistência lateral foi desprezível e somente a resistência de ponta foi mobilizada, este fato pode ser explicado devido o tempo da realização da prova de carga (tabela 4.14). Nestas estacas, o intervalo de realização foi de no máximo 1 dia após a cravação, o que nos leva a crer que este comportamento acontece, devido o excesso de pressão neutra gerado durante a penetração da estaca. Terminada a cravação, esta pressão neutra se dissipa gradualmente com o tempo, ocorrendo adensamento do solo ao redor da estaca. Com o adensamento a resistência ao cisalhamento do solo cresce com o tempo e também a capacidade de carga (DIAS, 1988).

Como nas outras estacas o tempo de ensaio foi maior, a pressão neutra dissipou resultando em um aumento da mobilização da resistência lateral. Entretanto, as estacas D1, D2 e F1 (figuras 5.17, 5.18 e 5.21) não obedecem esta hipótese, mesmo apresentando um pequeno intervalo de tempo entre a cravação e a realização da prova de carga dinâmica.

5.2 Atrito lateral local mobilizado máximo

Neste tópico são apresentadas as resistências laterais locais mobilizadas, medidas em várias profundidades abaixo do solo, em função do deslocamento máximo medido no topo da estaca, para os mesmos níveis de energia aplicados anteriormente, quando obteve-se os diagramas de força normal.

Ressalta-se que as resistências laterais locais foram obtidas na análise CAPWAP em várias profundidades abaixo do solo, e a sigla adotada “DAS” significa distância abaixo do solo. Existem ainda vários gráficos que apresentam uma segunda escala, onde a sequência em função da segunda escala é representada por (2). Esta abreviatura (DAS) também será encontrada nos gráficos atrito lateral local em função da profundidade (item 5.3).

FIGURA 5.26 – diagrama do atrito lateral local: estaca A1

FIGURA 5.27 – diagrama do atrito lateral local: estaca A2

FIGURA 5.28 – diagrama do atrito lateral local: estaca A3

FIGURA 5.29 – diagrama do atrito lateral local: estaca A4

FIGURA 5.30 – diagrama do atrito lateral local: estaca A5

As estacas A1 a A5 (figuras 5.26 `a 5.30) apresentam de uma maneira geral que os deslocamentos necessários para a mobilização do atrito lateral local variam de acordo com o nível de energia aplicado. Pode ser visto que os maiores

deslocamentos, inclusive em pontos profundos, mobilizaram um atrito lateral local maior, mas não em todos os casos.

Para as estacas A1, A2, A3, A4 e A5 (figuras 5.26, 5.27, 5.28 e 5.29), observou-se que: a) para mobilizar o atrito lateral local máximo na camada de argila mole, o deslocamento máximo foi em torno de 6 a 15 mm (6 mm para a estaca A1, 12 mm para a estaca A2, 8 mm para as estacas A3 e A4, e 15 mm para a estaca A5); b) na camada de areia, o atrito lateral local máximo é mobilizado para um deslocamento em torno de 22 mm (23 mm para a estaca A1, 16 mm para a estaca A2, 21 mm para a estaca A3, 27 mm para a estaca A4 e 18 mm para a estaca A5).

Nas estacas A2 e A3 (figuras 5.27 e 5.28), observou-se um mesmo comportamento, ou seja, nos últimos golpes o atrito lateral mobilizado diminui e chega a zero no caso da estaca A2. Este fato pode ser explicado pela desmobilização do atrito da camada de argila mole, transferindo toda resistência para a ponta da estaca, conforme visto no diagrama de força normal (figura 5.2).

FIGURA 5.31 – diagrama do atrito lateral local: estaca B1

FIGURA 5.32 – diagrama do atrito lateral local: estaca B2

FIGURA 5.33 – diagrama do atrito lateral local: estaca B3

FIGURA 5.34 – diagrama do atrito lateral local: estaca B4

FIGURA 5.35 – diagrama do atrito lateral local: estaca B5

FIGURA 5.36 – diagrama do atrito lateral local: estaca B6

Para as estacas B1 a B6 (figuras 5.31 a 5.36), observou-se que: a) neste caso, para mobilizar o atrito lateral local máximo na camada de argila mole, o deslocamento máximo foi em torno de 10 à 18 mm (8 mm para a estaca B1, 12 mm para a estaca B2, 14 mm para as estacas B3, 13 mm para a estaca B4, 18 mm para a estaca B5 e 10 mm para a estaca B6); b) na camada de areia, o atrito lateral local máximo é mobilizado para um deslocamento em torno de 14 à 29 milímetros (14 mm para a estaca B1 e B2, 29 mm para a estaca B3, 16 mm para a estaca B4, 18 mm para a estaca B5 e 21 mm para a estaca B6).

Observou-se um comportamento semelhante nas estacas B2 e B4 (figuras 5.32 e 5.34) nos últimos níveis de energia aplicados o atrito lateral mobilizado parece diminuir, como visto nas estacas A2 e A3 (figuras 5.27 e 5.28).

FIGURA 5.37 – diagrama do atrito lateral local: estaca C1

FIGURA 5.38 – diagrama do atrito lateral local: estaca C2

FIGURA 5.39 – diagrama do atrito lateral local: estaca C3

FIGURA 5.40 – diagrama do atrito lateral local: estaca C4

FIGURA 5.41 – diagrama do atrito lateral local: estaca C5

Para as estacas C1 a C5 (figuras 5.37 a 5.41), observou-se que: a) neste caso, para mobilizar o atrito lateral local máximo na camada de argila mole, o deslocamento máximo foi em torno de 9 a 12 mm (12 mm para a estaca C1, 9 mm para a estaca C2, 10 mm para a estaca C3, 12 mm para a estaca C4 e 10 mm para a estaca C5); b) na camada de areia, o atrito lateral local máximo é mobilizado para um deslocamento em torno de 9 a 21 mm (21 mm para a estaca C1, 9 mm para a estaca C2, 18 mm para a estaca C3, 16 mm para a estaca C4 e 17 mm para a estaca C5).

Nota-se um comportamento diferente para a estaca C2 (figura 5.38), que apresenta comportamento semelhante à estaca A2 (figura 5.27): nos últimos níveis de energia aplicados o atrito lateral mobilizado diminui, tendendo a zero.

Já para as estacas C1, C3 e C4 (figuras 5.37, 5.38 e 5.39), acontece um crescimento da mobilização do atrito lateral local, nos últimos níveis de energia aplicados, inclusive em altas profundidades. Este fato pode ser explicado devido a presença do solo arenoso (solo residual).

FIGURA 5.42 – diagrama do atrito lateral local: estaca D1

FIGURA 5.43 – diagrama do atrito lateral local: estaca D2

Para as estacas D1 e D2 (figuras 5.42 e 5.43), observou-se que: a) no caso destas estacas, para mobilizar o atrito lateral local máximo na camada de argila mole,

o deslocamento máximo foi em torno de 10 mm (12 mm para a estaca D1 e 8 mm para a estaca D2); b) na camada de areia, o atrito lateral local máximo é mobilizado para um deslocamento referente a 17 mm.

FIGURA 5.44 – diagrama do atrito lateral local: estaca E1

FIGURA 5.45 – diagrama do atrito lateral local: estaca E2

No caso das estacas E1 e E2 (figuras 5.44 e 5.45), observou-se que: a) para mobilizar o atrito lateral local máximo na camada de argila mole, o deslocamento máximo foi em torno de 10 a 15 mm (10 mm para a estaca E1 e 15 mm para a estaca E2); b) na camada de areia, o atrito lateral local máximo é mobilizado para um deslocamento em torno de 7 a 15 mm (15 mm para a estaca E1 e 7 mm para a estaca E2).

Observa-se também que a estaca E1 (figura 5.44) apresenta uma mobilização da resistência lateral local quase nula; na camada de argila mole o atrito lateral local medido também é muito baixo. Este comportamento iguala-se ao obtido no diagrama de força normal desta mesma estaca (figura 5.19), em que somente a resistência de ponta é mobilizada para todos níveis de energia aplicados.

A estaca E2 (figura 5.45), embutida na camada caracterizada pela argila mole, apresenta uma diminuição do atrito lateral local, o qual se anula na aplicação do último nível de energia, e na camada resistente abaixo da argila mole, a resistência permanece constante mas em certas profundidades decresce.

FIGURA 5.46 – diagrama do atrito lateral local: estaca F1

FIGURA 5.47 – diagrama do atrito lateral local: estaca G1

FIGURA 5.48 – diagrama do atrito lateral local: estaca H1

FIGURA 5.49 – diagrama do atrito lateral local: estaca JI

FIGURA 5.50 – diagrama do atrito lateral local: estaca JI

Para as estacas F1, G1, H1, I1 e J1 (figuras 5.46 a 5.50), observou-se que: a) para mobilizar o atrito lateral local máximo na camada de argila mole, o deslocamento máximo variou em torno de 8 a 24 mm (12 mm para a estaca F1, 10 mm para as estacas G1 e I1, 24 mm para a estaca H1 e 8 mm para a estaca J1); b) na camada de areia, o atrito lateral local máximo é mobilizado para um deslocamento que varia em torno de 10 a 24 mm (12 mm para a estaca F1, 10 mm para a estaca G1, 24 mm para a estaca H1, 20 mm para a estaca I1 e 15 mm para a estaca J1).

De acordo com as estacas G1, H1 e I1 (figuras 5.47, 5.48 e 5.49), o atrito lateral local diminui à medida em que o nível de energia aplicado aumenta; isto acontece na camada de argila mole. Na camada de areia (solo residual), este comportamento é totalmente diferente: o atrito local cresce com o aumento do nível de energia aplicada. Este fato pode ser explicado pela desmobilização da resistência do atrito lateral na camada de argila mole, transferindo a mobilização da resistência para a ponta da estaca.

A estaca F1 (figura 5.46) parece apresentar comportamento contrário às estacas I1 e H1, visto que na camada de argila mole o atrito lateral local tende a crescer com o aumento do nível de energia, enquanto na camada de areia a resistência passa por um pico e diminui com o acréscimo de energia aplicada.

A estaca J1 (figura 5.50) apresenta um atrito lateral local muito baixo; a maior resistência obtida foi da ordem de 8 kPa, na camada de argila mole. Este fato pode ser explicado conforme apresenta o diagrama de força normal desta mesma estaca (figura 5.25): para todos os níveis de energia impostos, a resistência lateral local foi desprezível e somente a resistência de ponta foi mobilizada, o que reflete no gráfico atrito lateral local x deslocamento máximo.

As figuras apresentadas neste item mostram de uma maneira geral que os deslocamentos necessários para a mobilização do atrito lateral local dependem do nível de energia aplicado e o deslocamento necessário à máxima mobilização da resistência é muito variável de caso para caso.

5.3 Atrito lateral local máximo ao longo da profundidade

O atrito lateral local medido em várias distâncias abaixo do solo (DAS), para os níveis de energia crescente, é apresentado nas figuras seguintes. Esses diagramas mostram como o atrito lateral local é mobilizado ao longo da profundidade, em função do nível de energia aplicado no sistema estaca-solo.

FIGURA 5.51 – Diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A1

FIGURA 5.52 – Diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A2

FIGURA 5.53 – Diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A3

FIGURA 5.54 – Diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A4

FIGURA 5.55 – Diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca A5

Como uma tendência geral, em cada nível de energia aplicado, o atrito lateral local varia de acordo com a natureza e resistência das camadas de solo, ao longo da profundidade.

Pode-se observar que no caso da estaca A5 (figura 5.55), a resistência lateral local diminui com a profundidade, em vez de aumentar como no caso das estacas A1 a A4. A grande variabilidade local do maciço de solos pode ser vista neste caso. Esta diferente mobilização do atrito lateral local mostra a presença de talvez outro material (presença de camadas de areia intercaladas), ou até mesmo uma argila com diferentes propriedades.

No caso da estaca A2 (figura 5.52), pode ser vista a desmobilização de toda a resistência lateral local, no último nível de energia aplicado; somente a resistência de ponta foi mobilizada no último golpe.

FIGURA 5.56 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B1

FIGURA 5.57 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B2

FIGURA 5.58 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B3

FIGURA 5.59 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B4

FIGURA 5.60 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B5

FIGURA 5.61 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca B6

Para as estacas B1 e B5 (figuras 5.56 e 5.60), observou-se o aumento da resistência lateral local ao longo da profundidade com o aumento do nível de energia imposto no sistema. Nas estacas B3 e B6 (figuras 5.58 e 5.61), somente o último golpe gerou um aumento substancial da resistência lateral local; os demais níveis de energia resultaram em pouca ou nenhuma mobilização do atrito local.

Já a estaca B2 (figura 5.57) apresenta uma mobilização bem diferente das demais estacas do grupo B, este sistema apresenta um acréscimo do atrito lateral local seguido de um decréscimo em profundidades superiores a 10 m, principalmente na aplicação do último nível de energia.

FIGURA 5.62 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C1

FIGURA 5.63 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C2

FIGURA 5.64 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C3

FIGURA 5.65 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C4

FIGURA 5.66 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca C5

As estacas C1 e C4 (figuras 5.62 e 5.65) apresentam comportamentos bem semelhantes; ambas mobilizaram muito pouco o atrito lateral local (para a estaca C4 nota-se um pequeno acréscimo no último nível de energia aplicado, mas o seu comportamento não se difere da estaca C1).

No caso das estacas C2 e C3 (figuras 5.63 e 5.64), houve um acréscimo da resistência lateral local ao longo da profundidade, para todos os níveis de energia aplicados. O crescimento da resistência ao longo da profundidade é explicado pela presença do solo resistente abaixo da camada de argila mole.

A estaca C5 (figura 5.66) apresenta comportamento semelhante ao das estacas C2 e C3, mas neste caso, para o primeiro nível de energia aplicado, observa-se uma mobilização de resistência bem maior que nos outros níveis aplicados e, para os demais níveis de energia, a resistência aumenta mas fica constante ao longo da profundidade.

FIGURA 5.67 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca D1

FIGURA 5.68 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca D2

Para as estacas D1 e D2 (figuras 5.67 e 5.68), observou-se o aumento da resistência lateral local ao longo da profundidade com o aumento do nível de energia imposto no sistema, semelhante alguns casos anteriores.

FIGURA 5.69 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca E1

FIGURA 5.70 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca E2

A estaca E1 (figura 5.69) exibiu um comportamento totalmente diferente da estaca E2 (figura 5.70); na estaca E1 o atrito lateral local foi mobilizado na camada de argila mole, decrescendo até chegar a zero em grandes profundidades. Já a estaca E2 também mobilizou o atrito local na camada de argila, mas neste sistema a mobilização foi crescendo até certo ponto e, a partir dessa profundidade, começa a desmobilização do atrito; isto acontece para todos os níveis de energia aplicada.

FIGURA 5.71– diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca F1

FIGURA 5.72 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca G1

FIGURA 5.73 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca H1

FIGURA 5.74 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca I1

FIGURA 5.75 – diagrama do atrito lateral local ao longo da profundidade: estaca J1

Comportamentos semelhantes são encontrados nas estacas F1, H1 e I1 (figuras 5.71, 5.73 e 5.74), que apresentam um aumento da resistência lateral local ao longo da profundidade. A estaca G1 (figura 5.72) já difere das demais pois apresenta uma tendência de aumento da resistência lateral local e logo após a camada de argila mole inicia a desmobilização da resistência, tendo como exceção o primeiro nível de energia aplicado, em que a resistência cresce com a profundidade.

No caso da estaca J1 (figura 5.75) o atrito lateral local máximo corresponde a aproximadamente 8 kPa, correspondendo a camada de argila muito mole, com o N_{SPT} correspondente a praticamente zero (12 golpes / 834 cm).

5.4 Relação entre o atrito lateral e a resistência de ponta

A percentagem da resistência de ponta mobilizada em relação à resistência total mobilizada, para cada nível de energia crescente aplicado, é apresentado conforme as figuras 5.76 a 5.100.

Com base nesta análise, obtêm-se uma melhor compreensão do comportamento do sistema estaca-solo, no que diz respeito à divisão da resistência lateral e resistência de ponta ao longo dos níveis de energia aplicada (KÉZDI, 1975).

FIGURA 5.76 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A1

FIGURA 5.77 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A2

FIGURA 5.78 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A3

FIGURA 5.79 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A4

FIGURA 5.80 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca A5

As estacas A1, A3 e A4 (figuras 5.76, 5.78 e 5.79) apresentam um comportamento normalmente obtido, em que o atrito lateral é mobilizado antes da resistência de ponta para pequenas deformações no sistema e então a resistência é transferida para a ponta.

A estaca A2 (figura 5.77) mostra o mesmo comportamento até o nível de energia correspondente ao último golpe. Neste caso, o atrito lateral é reduzido a zero e toda a resistência é representada pela ponta. Já a estaca A5 (figura 5.80) mostra que o atrito lateral é muito maior que a resistência de ponta, em toda a seqüência de níveis de energia aplicada; é uma estaca de atrito.

FIGURA 5.81 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B1

FIGURA 5.82 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B2

FIGURA 5.83 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B3

FIGURA 5.84 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B4

FIGURA 5.85 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B5

FIGURA 5.86 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca B6

O mesmo tipo de comportamento obtido nas estacas A1, A3 e A4, é encontrado para as estacas B1 e B5 (figuras 5.81 e 5.86), em que primeiramente ocorre a mobilização do atrito lateral e, a seguir, a resistência é transferida gradualmente para a ponta da estaca.

A estaca B2 (figura 5.82) apresenta uma resistência lateral muito maior que a resistência de ponta, entretanto a ponta começa mobilizar mais resistência a partir do quarto nível de energia aplicado.

Os comportamentos obtidos nas estacas B3 e B6 (figuras 5.83 e 5.86) são semelhantes; a mobilização da resistência lateral foi mínima ao longo dos níveis de energia aplicada, e a resistência de ponta parece passar por um máximo e começa a decrescer nos últimos níveis de energia. A estaca B4 (figura 5.84) é caracterizada por um pico de mobilização da resistência de ponta, seguido de uma desmobilização da mesma. Somente a partir do último nível de energia aplicado, a resistência de ponta começa a crescer novamente.

FIGURA 5.87 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C1

FIGURA 5.88 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C2

FIGURA 5.89 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C3

FIGURA 5.90 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C4

FIGURA 5.91 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca C5

Observa-se para as estacas C1, C2, C4 e C5 (figuras 5.87, 5.88, 5.90 e 5.91) um gradual crescimento da resistência de ponta, devido ao crescimento da energia aplicada. Para essas estacas, a mobilização média do atrito lateral nos últimos níveis de energia aplicada foi muito baixa, em torno dos 10% da resistência total, transferindo os outros 90% para a ponta da estaca.

Já o comportamento observado na estaca C3 (figura 5.89), foi o mesmo obtido nas estacas A1, A3 e A4 (figuras 5.76, 5.78 e 5.79), em que primeiramente acontece a mobilização do atrito lateral e depois, a resistência é transferida gradualmente para a ponta da estaca.

FIGURA 5.92 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca D1

FIGURA 5.93 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca D2

A estaca D1 e D2 (figuras 5.92 e 5.93) apresentam um pico de crescimento da resistência de ponta e logo após a aplicação do terceiro nível de energia, parece haver uma pequena mobilização da resistência lateral.

FIGURA 5.94 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca E1

FIGURA 5.95 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca E2

O crescimento gradual da resistência da ponta mobilizada pode ser observado para o caso das estacas E1 e E2 (figuras 5.94 e 5.95). No caso particular da estaca

E1, nota-se que o último nível de energia aplicada chega a mobilizar totalmente a resistência de ponta deste sistema.

FIGURA 5.96 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca F1

FIGURA 5.97 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca G1

FIGURA 5.98 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca H1

FIGURA 5.99 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca II

FIGURA 5.100 – relação entre resistência de ponta e atrito lateral: estaca J1

A estaca F1 (figura 5.96) se difere das estacas H1 e I1 (figuras 5.98 e 5.99), porque apresenta uma mobilização crescente da resistência de ponta, enquanto as estacas H1 e I1 apresentam uma mesma mobilização crescente de sua resistência de ponta somente até o segundo nível de energia aplicado e logo após, ocorre uma desmobilização, transferindo parte da resistência de ponta para o atrito lateral.

As estacas G1 e J1 se assemelham no comportamento, conforme pode se ver nas figuras 5.97 e 5.100. Estas estacas mobilizaram maiores resistências de ponta desde os primeiros golpes. Entretanto, alguma diferença pode ser observada em relação à essas duas estacas: na estaca J1, em todos os níveis de energia aplicada, uma mobilização de 90% da resistência de ponta foi encontrada, enquanto que a estaca G1 apresentou um crescimento da resistência de ponta mobilizada, chega a mobilizar quase que 100% da resistência de ponta e, começa então a mobilizar uma pequena taxa de atrito lateral.

5.5 O *quake* da ponta (C_3) x energia aplicada

São apresentados os resultados referentes a compressão elástica do solo na ponta da estaca (*quake* da ponta ou C_3), quando submetida a níveis de energia crescente (prova de carga dinâmica de energia crescente) aplicada sobre o sistema estaca-solo. Ressalta-se que os resultados foram extraídos das análises CAPWAP, realizadas para todos os níveis de energia aplicado.

FIGURA 5.101 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca A1

FIGURA 5.102 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca A2

FIGURA 5.103 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca A3

FIGURA 5.104 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca A4

Conforme apresentado nas figuras 5.101 a 5.105 (correspondente as estacas A1 a A5), observa-se que o deslocamento elástico na ponta da estaca, ou seja, o *quake* da ponta, é crescente com o aumento do nível de energia imposto ao sistema estaca-solo. Em outras palavras, *o C_3 é dependente do nível de energia cinética aplicada no sistema.*

Esta conclusão também pode ser encontrada na literatura (AOKI, 1989; AOKI & NIYAMA, 1991; entre outros), apesar de muitos ainda considerarem que o *quake* da ponta é uma variável dependente das propriedades do solo.

FIGURA 5.105 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca A5

FIGURA 5.106 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca B1

FIGURA 5.107 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca B2

FIGURA 5.108 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca B3

As estacas B1, B3, B4 e B6 (figuras 5.106, 5.108, 5.109 e 5.111) apresentam o mesmo comportamento já observado para as estacas tipo A: o *quake* cresce em função da energia aplicada.

FIGURA 5.109 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca B4

FIGURA 5.110 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca B5

No caso das estacas B2 e B5 (figuras 5.107 e 5.110) observa-se que o *quake* tende a ficar constante (pouca diferença em cada valor). Este fato pode ser explicado devido a ocorrência de pouca alteração da resistência de ponta com a aplicação dos níveis de energia crescente, conforme relatado por DANZIGER (1991). Esse mesmo autor atribui o aumento do *quake* de ponta ao aumento da resistência de ponta.

De acordo com os diagramas de força normal apresentados no Item 5.1, no caso da estaca B2 (figura 5.107) observa-se que a estaca está atingindo a ruptura e os três primeiros níveis de energia, assim como o dois últimos mobilizaram uma mesma resistência de ponta. Este fato pode ser também visualizado no diagrama de força normal da estaca B5 (figura 5.110), em que todos os níveis de energia aplicada levaram praticamente à uma mesma resistência de ponta: portanto não alterando o valor do *quake*.

FIGURA 5.111 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca B6

FIGURA 5.112 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca C1

FIGURA 5.113 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca C2

FIGURA 5.114 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca C3

Para as estacas C1 e C3 (figuras 5.112 e 5.114), observa-se o mesmo comportamento encontrado para as estacas B2 e B5, em que a estaca C1 está apresentando ruptura do solo e a estaca C3 apresenta as mesmas resistências de ponta mobilizadas para os diferentes níveis de energia, levando à um não aumento do valor do *quake*.

A estaca C2 (figura 5.113) se difere das estacas C4 e C5 (figuras 5.115 e 5.116) pois apresenta um decréscimo do valor do *quake* com a energia aplicada, com exceção ao último golpe em que o *quake* aumenta seu valor. As estacas C4 e C5 apresentam um comportamento normal, ou seja, o crescimento do valor do *quake* com o aumento do nível de energia aplicado no sistema estaca-solo.

FIGURA 5.115 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca C4

FIGURA 5.116 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca C5

FIGURA 5.117 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca D1

FIGURA 5.118 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca D2

As estacas D1, D2, E1 e E2 (figuras 5.117 à 5.120) apresentaram em geral um crescimento do valor do *quake* com o aumento do nível de energia aplicado. Ressalta-se que as estacas E1 e E2 apresentam uma diminuição do aumento do valor

do *quake*, que pode ser explicado devido às estacas apresentarem uma tendência de ruptura do sistema por parte do solo.

FIGURA 5.119 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca E1

FIGURA 5.120 – *quake* (C₃) em função da energia aplicada: estaca E2

FIGURA 5.121 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca F1

FIGURA 5.122 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca G1

Comportamentos semelhantes podem ser observados nas estacas F1 e H1 (figuras 5.121 e 5.123), que apresentam o crescimento do valor do *quake* com o aumento do nível de energia aplicado no sistema.

FIGURA 5.123 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca H1

FIGURA 5.124 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca I1

A estaca G1 (figura 5.122) apresenta um crescimento do *quake*, mas no último nível de energia aplicada o valor diminui. Isto é devido a estaca apresentar ruptura do solo (conforme observado na figura 5.47), parte do deslocamento elástico C_3 resultou em deslocamento plástico (nega).

FIGURA 5.125 – *quake* (C_3) em função da energia aplicada: estaca J1

No caso da estaca I1 (figura 5.124) observa-se que, após o terceiro nível de energia aplicado, o valor de C_3 tende a ficar constante. Esse fato acontece devido a estaca, nos últimos níveis de energia aplicados, mobilizar praticamente a mesma resistência de ponta, fazendo com que o valor permaneça praticamente o mesmo.

A estaca J1 (figura 5.125) apresenta um crescimento muito baixo do valor do *quake*. Logo, observa-se que os níveis de energia aplicados são praticamente muito baixos. Ressalta-se que esta estaca apresenta seu diâmetro muito menor que todas as demais apresentadas ($\phi = 26$ cm).

Como pôde ser observado nas figuras 5.101 à 5.125, o “*quake*” da ponta é dependente do nível de energia cinética aplicada no sistema estaca-solo. Alguns sistemas estaca-solo não apresentam uma variação muito visível, por estarem mostrando ruptura nítida, conforme ilustrado nos diagramas de esforços normais, onde apresentam uma resistência de ponta sem variações.

5.6 Análise das tensões dinâmicas – previsão x CAPWAP

São apresentados os resultados da tensões dinâmicas, conhecidas também como tensões de cravação, as quais se desenvolvem no topo das estacas no momento do golpe do martelo.

Optou-se pela formulação de GAMBINI (1986) devido aos resultados satisfatórios encontrados na bibliografia (ALMEIDA, 1985) e também por esta formulação incluir, em seu cálculo, parâmetros com grande influência nas tensões de cravação (peso do martelo e coeficiente de rigidez do coxim, vide item 2.5).

Cada gráfico apresenta um estudo da tensão dinâmica em função da energia aplicada, para todos os níveis de acordo com a prova de carga dinâmica de energia crescente realizada, ou seja, valores obtidos através da instrumentação dinâmica (metodologia PDA) submetidos a análise CAPWAP, correlacionados com os valores previstos pela formulação proposta por GAMBINI (1986).

FIGURA 5.126 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A1

FIGURA 5.127 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A2

FIGURA 5.128 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A3

Como pode ser visto nas estacas A1 a A5 (figuras 5.126 a 5.130), a formulação de GAMBINI (1986) apresenta resultados muito satisfatórios, entretanto algumas pequenas exceções podem ser encontradas.

No caso das estacas A2 e A5 (figuras 5.127 e 5.130) os resultados da previsão coincidiram satisfatoriamente com os resultados das análises CAPWAP. Já para as

estacas A1, A3 e A4 (figuras 5.126, 5.128 e 5.129), os valores obtidos na previsão, através da formulação proposta por GAMBINI (1986), foram maiores do que aqueles obtidos através das análises CAPWAP.

FIGURA 5.129 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A4

FIGURA 5.130 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca A5

FIGURA 5.131 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B1

FIGURA 5.132 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B2

No caso das estacas B1, B5 e B6 (figuras 5.131, 5.135 e 5.136) os valores previstos e medidos, apresentaram mais uma vez, uma ótima aproximação.

Observa-se, que para as estacas B2 e B4 (figuras 5.132 e 5.134), os valores medidos foram superiores aos valores da previsão e, para a estaca B3 (figura 5.133), os valores das tensões previstas foram superiores aos obtidos através da instrumentação dinâmica.

FIGURA 5.133 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B3

FIGURA 5.134 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B4

FIGURA 5.135 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B5

FIGURA 5.136 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca B6

FIGURA 5.137 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C1

FIGURA 5.138 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C2

Diferente das demais estacas tipo C, a estaca C1 (figura 5.137) apresentou boa uniformidade dos valores. No caso das estacas C2, C3 e C4 (figuras 5.138, 5.139 e 5.140), os valores das tensões dinâmicas, obtidos através da instrumentação

dinâmica, foram superiores aos valores previstos para todos os níveis de energia aplicados.

No caso da estaca C5 (figura 5.141), os valores resultantes da previsão foram ligeiramente maiores que os valores medidos.

FIGURA 5.139 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C3

FIGURA 5.140 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C4

FIGURA 5.141 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca C5

FIGURA 5.142 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca D1

As estacas D1e D2 (figuras 5.142 e 5.143) apresentam em geral uma boa uniformidade dos valores.

FIGURA 5.143 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca D2

FIGURA 5.144 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca E1

As estacas E1 e E2 (figuras 5.144 e 5.145) também apresentam uma correlação satisfatória, entretanto a estaca E1 para os três primeiros níveis de energia apresenta os valores previstos um pouco maiores que os medidos.

FIGURA 5.145 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca E2

FIGURA 5.146 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca F1

As estacas F1, H1 e J1 (figuras 5.146, 5.148 e 5.150) apresentam, em geral valores obtidos através das análises CAPWAP bem maiores que os valores previstos, para todos os níveis de energia aplicado.

FIGURA 5.147 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca G1

FIGURA 5.148 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca H1

Já as estacas G1 e I1 (figuras 5.147 e 5.149) apresentam uma boa aproximação entre os valores medidos e previstos.

FIGURA 5.149 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca I1

FIGURA 5.150 – Tensões dinâmicas previstas x medidas: estaca J1

Ressalta-se que em geral, existe uma certa dispersão nos valores medidos, provavelmente decorrente da questão da eficiência dos martelos, a qual é variável. Pode-se observar que essas estacas analisadas, no caso de concreto armado centrifugado, suportaram tensões de até 30 MPa sem danos aparentes.

5.7 Correlação entre provas de carga dinâmica e estática

São apresentados os resultados de dois tipos de prova de carga (estática e dinâmica), realizadas em uma mesma estaca, a estaca J1. Os pontos da curva carga-recalque (Q-s) da prova de carga estática, correspondentes à estabilização do recalque de cada estágio de carregamento dito estático, são correlacionados com os pontos da curva reação estática x deslocamento dinâmico (R-D) da prova de carga dinâmica de energia crescente.

Nesta correlação, além das diferenças inerentes aos dois tipos de carregamento, deve-se considerar que os ensaios foram realizados em diferentes épocas após a cravação: o ensaio dinâmico foi realizado após 3 dias e o ensaio estático após 21 dias da cravação. Por outro lado, a possível ocorrência dos fenômenos de cicatrização e ou relaxação do solo ao longo do tempo, pode ser qualitativamente avaliada pela comparação das duas curvas.

FIGURA 5.151 – Curvas resistência versus deslocamento: estaca J1

Observa-se que na prova de carga dinâmica de energia crescente a curva (R-D) de resistência mobilizada - deslocamento dinâmico é análoga à curva (Q-s) carga-recalque da prova de carga estática, que relaciona a resistência estática do modelo elástico perfeitamente plástico (R), mobilizada pelo impacto de energia cinética (T) ao deslocamento dinâmico (D) do topo da estaca. Devido à forma como foram obtidos, os valores da curva “resistência estática mobilizada – deslocamento dinâmico” pode ser chamada de curva “resistência – deslocamento”.

Do ponto de vista de ruptura do solo verifica-se que a carga última da estaca é maior que 1000 kN. A extrapolação da carga de ruptura, feita pelo método de VAN DER VEEN (1953), indica uma carga última em torno de 1050 kN em ambos os casos.

Conclui-se que existe uma correlação positiva, pelo menos no presente caso, entre os resultados de provas de carga dinâmica e estática, realizadas na mesma estaca, considerando os efeitos do tempo decorrido após a cravação.

5.8 Análise Estatística do atrito lateral local máximo na camada de argila mole

Neste item são apresentados os resultados de um estudo estatístico, realizado para os 25 sistemas estaca-solo, no que diz respeito ao atrito lateral local máximo medido, em função do nível de energia aplicado, para a espessa camada de argila mole que caracteriza o maciço de solos local. Este estudo tem a finalidade de comparar os resultados medidos com os resultados obtidos na bibliografia.

Como a camada de argila mole tem uma espessura variável de 8 a 16 m, foram escolhidas duas seções com profundidade equivalente a 4 e 8 m (seção 1 e seção 2 respectivamente, a partir do início da camada de argila).

Foram adotados 3 níveis de energia para o estudo, sendo que a energia mínima aplicada corresponde sempre ao primeiro golpe do martelo aplicado nos sistemas estaca-solo. A energia média aplicada corresponde ao nível de energia intermediário, e o nível de energia máximo aplicado corresponde ao último golpe, lembrando que, neste estudo foram sempre adotadas as alturas de queda correspondentes (igualdade de energia), para todos os 25 sistemas.

TABELA 5.1 – Análise estatística do atrito lateral local

		Energia mínima aplicada	Energia média aplicada	Energia máxima aplicada
Seção 1	Atrito lateral médio mobilizado	18 kPa	11 kPa	8 kPa
	Desvio padrão	14	12	13
Seção 2	Atrito lateral médio mobilizado	19 kPa	11 kPa	9 kPa
	Desvio padrão	21	22	16

Comparando com os resultados de coesão obtidos na bibliografia, observa-se que os valores do atrito lateral local encontrados, que variam de 8 a 20 kPa, apresentam ótima concordância. CUNHA & LACERDA (1991), por exemplo, encontraram valores da coesão na faixa de 0 a 20 kPa para esta argila mole.

Ainda a partir da tabela 5.1, pode-se observar um decréscimo da mobilização do atrito lateral médio com o acréscimo de energia aplicada, nas duas seções, para a camada de argila mole.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1 Conclusões

Através do estudo realizado, pode-se concluir que a prova de carga dinâmica de energia constante é inadequada para medir o comportamento de uma estaca cravada. Em termos de análise da transferência de carga esta modalidade apenas fornece uma linha de estado referente a um nível de energia aplicada. Em termos da curva resistência-deslocamento, esta modalidade de ensaio somente fornece “um” ponto da curva.

Os diagramas de transferência de carga obtidos na prova de carga dinâmica de energia crescente apresentam uma boa semelhança com aqueles obtidos em provas de carga estática instrumentadas.

O *quake* da ponta (parcela elástica do deslocamento na ponta da estaca) é *diretamente dependente do nível de energia aplicado* no sistema estaca-solo. Por isso não pode ser considerado como um parâmetro intrínseco do solo.

As previsões das tensões dinâmicas (tensões de cravação) pela fórmula de GAMBINI, mostraram-se muito satisfatórias e confiáveis quando comparadas às tensões dinâmicas medidas. Entretanto, existe uma pequena dispersão nos valores medidos, provavelmente ligada à questão da eficiência dos martelos, a qual é muito variável.

No que diz respeito à correlação entre as curvas resistência-deslocamento da prova de carga dinâmica de energia crescente com a prova de carga estática, tanto a resistência última, como a forma da curva (R-D), apresentam uma boa correlação, pois os resultados são muito próximos.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

Correlacionar mais resultados de provas de carga estática com resultados de provas de carga de energia crescente, na mesma estaca.

Reexaminar o modelo de SMITH à luz da energia variável.

Analisar a variação da resistência com o tempo decorrido após a instalação da estaca no maciço de solos (efeito “*set up*”), à luz da igualdade de energia aplicada e analisar a influência das características geométricas da estaca.

Um outro ponto a ser investigado, deveria ser a determinação da parcela do repique devido à compressão elástica do solo abaixo da ponta da estaca. Esta questão poderia ser esclarecida com medições “*in situ*” do valor do C_3 , em diversos tipos de solo para vários níveis de energia.

Estudo da quantificação do nível de energia mínimo necessário ao início da mobilização da resistência do sistema estaca-solo, ou seja, qual o nível mínimo de energia é necessário para começar a mobilizar a resistência do sistema estaca-solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1995) – NBR 12131: *Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*.

ABNT (1996) – NBR 13208: *Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio*.

ALBUQUERQUE, P.J.R.; CARVALHO, D. (1996). *Previsão da capacidade de carga de estaca pré-moldada através da prova de carga dinâmica e controle pelo repique*. SEFE III. 3º Seminário Engenharia Fundações Especiais. Vol. 1. p. 1345-1349.

ALMEIDA, H.R. (1985). *Monitoração de Estacas e o Problema de Tensões na Cravação*. Rio de Janeiro. 165 p. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

AMADOR, E.S.; PONZI, V.R.A. (1975). *Evolução Geomorfológica da Baía de Guanabara no Quaternário*. Rio de Janeiro. Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

AOKI, N. (1986). *Controle “in situ” da Capacidade de Carga de Estacas Pré-fabricadas via Repique Elástico da Cravação*. Publicação da ABMS/NRSP, ABEF e IE/SP, São Paulo.

- AOKI, N. (1989a). *A new dynamic load test concept*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Driveability of Piles, Vol. 1, p. 1-4.
- AOKI, N. (1989b). *Prediction of the Behavior of Vertical Driven Piles under Static and Dynamic Conditions*. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Driveability of Piles, Vol. 2, p. 56-61, Rio de Janeiro.
- AOKI, N. (1991). *Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos*. SEFE II – 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo, Vol. 2, p. 269-292.
- AOKI, N. (1997). *Determinação da Capacidade de Carga Última de Estaca Cravada em Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente*. São Carlos. 111 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- AOKI, N.; CINTRA J. C. A (1996). *Influência da variabilidade dos maciços de solos no comprimento de estacas*. SEFE III. 3º Seminário Engenharia Fundações Especiais. vol. I, p. 173-184, São Paulo.
- AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. (1997). *New Interpretations of the Dynamic Loading Curves for Driven Piles Based on the Energy Approach*. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. p. 467-472. Rotterdam, Balkema.
- AOKI, N & LOPES, F. R. (1975) – *Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity*. Proceedings. Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, Vol. 1, p. 377-388.

- APPENDINO, M. (1977). *Analysis of Data from Instrumented Driven Piles*. Proc. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio. Vol. 1, p. 359-370.
- AUTHIER, J.; FELLENIUS, B.H. (1980). *Quake Values determined from Dynamic Measurements*. Proc. International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles. p. 197-215. Stockholm.
- BERNARDES, G.P. (1989). *Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand*. Tese (Doutorado). Trondheim. Department of Civil Engineering, Norwegian Institute of Technology.
- BERNARDI, E.; CAMPOS, G.C.; MACHADO, J.R.A. (1991). *O Método CAPWAPC e sua Aplicação no Caso do Campo Experimental da EPUSP/ABEF*. SEFE II - 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo. Vol. 2.
- BJERRUM, L. (1973). *Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structurally unstable soils*. Proceedings, 3º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow. Vol. 3. p. 111-159.
- CAMPOS, G.C. (1997). *Previsão do fator de "set up" para avaliação da capacidade de carga de estacas cravadas em ensaios de carregamento dinâmico*. São Paulo. 162 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- CASTRO, G.R.; HEMSI, P.S. (1996). *Efeito tempo na resistência de estacas cravadas na Baixada Santista*. SEFE III. 3º Seminário Engenharia Fundações Especiais. Vol. 2. p. 73-75.
- CHELLIS, R. D. (1951). *Pile Foundations*. McGraw-Hill Book Company, Incorporation.

- COSTA FILHO, L.M.; ARAGÃO, C.J.G.; VELLOSO, P.P.C. (1985). Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na Área do grande Rio de Janeiro. *Solos e Rochas*. V.8, n.º 1.
- CUNHA, R.P.; LACERDA, W.A. (1991). Analysis of a Sanitary-embankment Failure Over the Rio de Janeiro Soft Clay Deposit. *Canadian Geotechnical Journal*. n.º 28, p. 92-102.
- DANZIGER, B.R. (1991). *Análise Dinâmica da Cravação de Estacas*. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- DIAS, C.R.R. (1988). *Comportamento de uma Estaca Instrumentada Cravada em Argila Mole*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- FONTENELLE, A.S. (1987). *Análise Numérica de Aterro sobre Solo Compressível Utilizando as Teorias de Estados Críticos e de Adensamento de Biot*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- FOREHAND, P.W.; REESE, J.L. (1964). *Prediction of Pile Capacity by the Wave Equation*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, p. 1-25.
- GAMBINI, F. (1986). *Manuale dei Piloti Scac*.
- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G.E. (1981). *The Analysis Of Pile Driving – A State of The Art*. Proceedings of the International Seminar on the Application of Stress Wave Theory on Piles. Stockholm, p. 131-161.

- GOBLE, G.G. (1994). *Pile driving – an international state of the art*. Design and Construction of Deep Foundation. Vol. 1. p. 1-26.
- GOBLE, G.G.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G.E. (1996). *CAPWAP Program Manual*. United States of America.
- GOLOMBEK, M.; FLECHTMAN (1982). *Fundações da ponte sobre o Mar Pequeno: negas de recuperação*. Revista Solos e Rochas, Abril, p. 27-31.
- GOMES, R.C. (1986). *Análise do Comportamento Carga-Recalque e Metodologias de Controle na Implantação de Estacas Cravadas*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- HANNIGAN, P.J. (1984). *Large Quake Development during Driving of Low Displacement Piles*. Proc. Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, p. 126-133, Stockholm.
- HIRSCH, T.J. (1966). *Fundamental Design and Driving Considerations for Concrete Piles*. Highway Research Record; number 147, Bridges and Structures, Publication 1422.
- JOHANNSEN, A. (1981). *Impacto Longitudinal – Aplicação à Cravação de Estacas*. Publicação Palestra Clube de Engenharia.
- KÉZDI, A. (1975). Pile Foundations. *Foundation Engineering Handbook*. p. 556-600, New York, Van Nostrand.
- KORMANN, A.C.M. (1993). *Comportamento de Estacas Durante a Cravação em Areia Calcária*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MACHADO, J.R.A. (1995). *Avaliação da Capacidade de Carga, com base no Repique Elástico Medido no Final da Cravação*. São Paulo. 265 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

NIYAMA, S. (1983). *Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas – Fundamentos, Instrumentação e Aplicações Práticas*. São Paulo. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

NIYAMA, S. (1991). *Provas de Carga Dinâmica em estacas*. SEFE II - 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo, Vol. 2, p. 229-268.

NIYAMA, S.; AOKI, N. (1991). *Correlações entre provas de cargas dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF*. SEFE II - 2º Seminário Engenharia Fundações Especiais. São Paulo, Vol. 2.

NIYAMA, S.; SILVA, A.B.; BARLETTA, S.C. (1986). *Monitoração dinâmica da Cravação de Estacas de Ampliação do Terminal marítimo da COSIPA: COBRAMSEF*, Vol. 6, p. 169-180.

ORTIGÃO, J.A.R. (1980). *Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1980). *Pile Foundations Analysis and Design*. John Willey & Sons.

RAUSCHE, F.; GOBLE, G.G.; LIKINS Jr, G.E. (1985). Dynamic Determination of Pile Capacity. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, nº 3, March.

SCHMERTMANN, J.H. (1991). *The Mechanical Aging of Soils*. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. Vol. 117, nº 9, p.1285-1330.

- SKOV, R.; DENVER, H. (1988). *Time Dependency of Bearing Capacity of Piles*. Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. p. 879-888, Canadá.
- SMITH, E.A.L. (1960). *Pile Driving Analysis By the Wave Equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 127, part I, p. 1145-1193.
- SOARES, M.M.; DIAS, C.R.R. (1986). *Previsão do comportamento de estacas instaladas em argila*. VIII COBRAMSEF. Vol. 6. p. 35-61.
- SOARES, M.M.; MATOS, S.F.D.; MELLO, J.R.C. (1984). *Pile Driveability Studies, Pile Driving Measurements*. Proc. Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, p. 64-71, Stockholm.
- SOUZA FILHO, J.M.; ABREU, P.S.B. (1990). *Procedimentos para Controle de Cravação de Estacas Pré-moldadas de Concreto*. 6º CBGE e IX COBRAMSEF, Salvador. Anais, Vol. 2, p. 309-320.
- SWANN, L.H.; ABBS, A.F. (1984). *The Use of Wave Equation in Calcareous Soils and Rocks*. Proc. Second International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, p. 421-434, Stockholm.
- TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J.N. (1970). *Theory of Elasticity*. Third Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
- U.S Department of Transportation (1992). *Geotechnical Guideline nº 15 – Implementation of New Pile Technology*. Federal Highway Administration.
- VESIC, A.S. (1975). *Principles of Pile Foundation Design*. Soil Mechanics Series, nº 38, School of Engineering, Duke University.

VEEN, C. Van der (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Switzerland, Vol. 2, p. 84-90.