



**UNIVERSIDADE ESTADUAL
PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
CAMPUS DE GUARATINGUETÁ**

NELIO JOSÉ BASTOS

**ANALISE DO FATOR DINÂMICO NAS FÓRMULAS
DE JANBU E HILEY COM BASE EM RESULTADOS
DE CAPWAPC®**

**Guaratinguetá
2012**

NELIO JOSÉ BASTOS

**ANALISE DO FATOR DINÂMICO NAS FÓRMULAS
DE JANBU E HILEY COM BASE EM RESULTADOS
DE CAPWAPC®**

Trabalho de Graduação apresentado
ao conselho de Curso de Graduação
em Engenharia Civil da Faculdade de
Engenharia de Guaratinguetá,
Universidade Estadual Paulista, como
parte dos requisitos para obtenção do
diploma de Graduação em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. George de
Paula Bernardes.

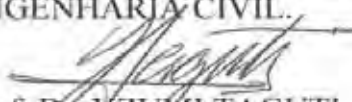
B327a	Bastos, Nélío José Análise do fator dinâmico nas fórmulas de Janbu e Hiley com base em resultados de CAPWAPC® / Nélío José Bastos . – Guaratinguetá : [s.n.], 2012 107 f.: il. Bibliografia: f. 86 Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2012 Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes 1. Fundações (Engenharia) 2. Estacas de concreto I. Título
	CDU 624.15.151

**ANALISE DO FATOR DINÂMICO NAS FÓRMULAS DE
JANBU E HILEY COM BASE EM RESULTADOS DE
CAPWAPC®**

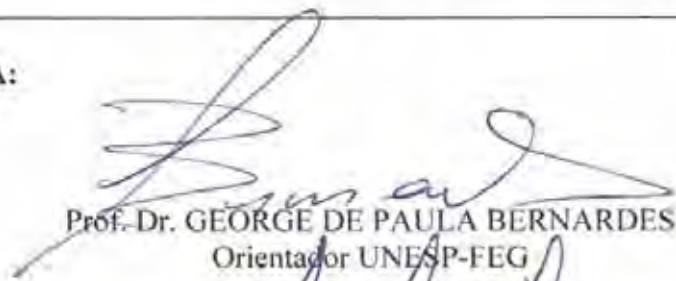
NÉLIO JOSÉ BASTOS

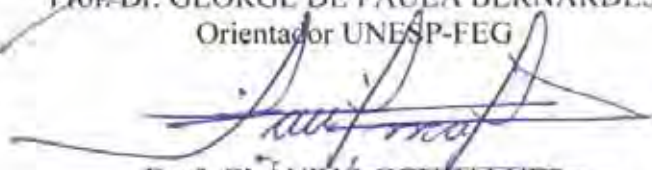
ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO
COMO PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA
DE “GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL”

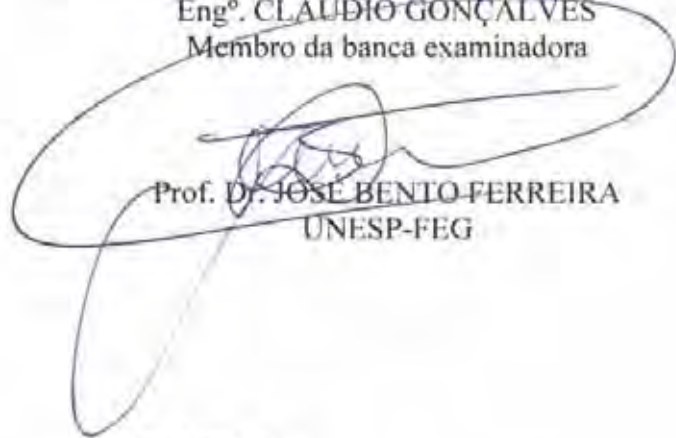
APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO
DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL.


Prof. Dr. YZUMI TAGUTI
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES
Orientador UNESP-FEG


Eng.º CLÁUDIO GONÇALVES
Membro da banca examinadora


Prof. Dr. JOSÉ BENTO FERREIRA
UNESP-FEG

**Guaratinguetá
Dezembro de 2012**

DADOS CURRICULARES

Nascimento	15/12/1965 São Paulo, SP
Filiação	Helena Cernichiaro Bastos
2005-2012	Curso de Graduação em Engenharia Civil Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá Universidade Estadual Paulista

À minha mãe, in memoriam, pela vida, pelo amor, pelos inúmeros exemplos, valores, e sobretudo pela profunda crença que sempre demonstrou na realização de meus sonhos.

A meu filho, para que tenha certeza de que a concretização dos sonhos de uma vida depende em grande parte dos esforços que empreendemos.

AGRADECIMENTOS

À *Stefania*, pelo amor e carinho que me dedicou ao longo destes anos, pela paciência que tem tido nesta etapa final de meu curso, e pelo enorme presente que me deu, nossa filha *Elena*. Vocês são minha maior motivação a seguir em frente, mesmo nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, *Prof. George Bernardes*, que desde suas aulas de MS soube me motivar da maneira correta, fazendo com que eu me empolgasse pela área e pelos desafios nela contidos, meu profundo agradecimento por tudo até aqui.

Aos *Profs. Juércio Tavares e Wanderley Terni*, que sempre tiveram palavras de incentivo e confiança, e souberam entender minhas inseguranças e anseios.

Aos demais professores do DEC, por todos os ensinamentos transmitidos ao longo destes anos.

Aos meus AMIGOS e colegas de turma, *Lílian Cruz, Lúcio Barbosa, Aluízio França, Érik Rafael, Adriano Lopes e Danilo Teshima*. A amizade e o companheirismo por vocês demonstrado ao longo destes anos me acompanharão pelo resto da vida.

À *Eunice*, meu eterno agradecimento por todo o apoio nestes últimos anos, pois sem ele eu não teria chegado aqui, minha dívida com você é imensurável.

Ao *Engº. José Pianheri*, que ao me aceitar como estagiário em sua empresa, deu importante contribuição à realização de um sonho.

A todas as outras pessoas (foram muitas) que ao longo destes anos, das mais diversas formas, me ajudaram chegar aqui: meus sinceros agradecimentos.

“Nossas teorias serão substituídas por outras melhores, mas os resultados de observações conscienciosas no campo ficarão como um patrimônio duradouro de inestimável valor para nossa profissão.”

Karl Terzaghi

BASTOS, N. J. Análise do Fator Dinâmico nas Fórmulas de Janbu e Hiley com Base em Resultados de CAPWAPC®. 2012. 106 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2012.

RESUMO

Este trabalho buscou avaliar o fator dinâmico que aplicado a resultados de resistência dinâmica obtida pelas formulas de Janbu e Hiley, levariam aos resultados de resistência estática obtidos por análise CAPWAPC®. A avaliação foi feita através da retro análise ensaios de carregamentos dinâmicos (ECD), levando em consideração o tipo de solo no qual a base das estacas pré-moldadas de concreto encontravam-se assentadas, e utilizando as informações relativas à energia efetiva transmitida às estacas pelos martelos, obtidas pelo CAPWAPC®. Os resultados obtidos são mostrados a forma de tabelas e gráficos, e mostraram que o uso destas formulações e seus respectivos fatores dinâmicos podem se tornar uma ferramenta eficaz e econômica em campo, auxiliando o engenheiro na tomada de decisões quanto ao estaqueamento da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Fórmulas dinâmicas, Fatores dinâmicos, Estacas pré-fabricadas, CAPWAPC.

BASTOS, N. J. Analysis of the Dynamic Factor on the Formulas of Janbu and Hiley Based on results of CAPWAPC®. 2012. 106 f. Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2012.

ABSTRACT

This study aimed to evaluate the dynamic factor applied to the results obtained by dynamic resistance formulas Janbu and Hiley, would lead to the results obtained by static strength analysis CAPWAPC ®. The evaluation was done by backcalculation dynamic loading tests (ECD), taking into consideration the type of soil in which the cutting base precast concrete were settled, and using the information on the effective energy transmitted to the stakes by hammers, obtained by CAPWAPC ®. The results are shown in tables and graphs, and showed that the use of these formulations and their dynamic factors can become an efficient and economical field, assisting the engineer in making decisions regarding the staking of the work.

KEYWORDS: Dynamic formulas, dynamic factors, precast piles, CAPWAPC.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 - FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA. _____	34
FIGURA 3.2 - FUNDAÇÃO RASA TIPO BLOCO. _____	34
FIGURA 3.3 - FUNDAÇÃO TIPO RADIER. _____	35
FIGURA 3.4 - FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA ASSOCIADA. _____	35
FIGURA 3.5 – FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA CORRIDA. _____	36
FIGURA 3.6 - ESTACAS METÁLICAS FORMADAS POR (A) PERFÍS METÁLICOS SOLDADOS E (B) TRILHOS SOLDADOS. ____	38
FIGURA 3.7 - FUNDAÇÃO TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA EM EXECUÇÃO. _____	40
FIGURA 3.8 - PROCESSO EXECUTIVO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA. _____	42
FIGURA 3.9 - FUNDAÇÃO ESTACA RAIZ SENDO EXECUTADA. _____	43
FIGURA 3.10 - ESQUEMA EXECUTIVO DE UMA ESTACA RAIZ. _____	44
FIGURA 3.11 – FABRICAÇÃO E ARMAZENAMENTO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO. _____	45
FIGURA 3.12 - CRAVAÇÃO DE UMA ESTACA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO. _____	46
FIGURA 3.13 - MÉTODOS DE OBTENÇÃO DE NEGA E REPIQUE EM CAMPO. _____	52
FIGURA 3.14 – BARRA HOMOGÊNEA SUJEITA A ONDA DE TENSÃO COMPRESSIVA. _____	53
FIGURA 3.15 - MODELO DO SISTEMA MARTELO-ESTACA-SOLO (SMITH, 1960). _____	54
FIGURA 3.16 - INSTRUMENTAÇÃO COLOCADA EM ESTACA PARA ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO. _____	55
FIGURA 3.17 - SINAIS DE FORÇA E VELOCIDADE. _____	56
FIGURA 4.1 - GRÁFICO DA RESISTÊNCIA PELO DESLOCAMENTO DO TOPO DA ESTACA EM UM GOLPE DO MARTELO. ____	60
FIGURA 4.2 – PLANILHA EM MS-EXCEL 2010 UTILIZADA PARA A ANÁLISE DOS DADOS. _____	63
FIGURA 4.3 - EXEMPLO DE GRÁFICO DE FORÇA E VELOCIDADE DO CAPWAPC® _____	66
FIGURA 4.4 – EXEMPLO DE DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DE ESTACA. _____	67
FIGURA II.1 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA OBRA 1. _____	91
FIGURA II.2 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA OBRA 2. _____	91
FIGURA II.3 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA OBRA 3. _____	91
FIGURA II.4 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “A” DA OBRA 4. _____	92
FIGURA II.5 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “B” DA OBRA 4. _____	92
FIGURA II.6 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “C” DA OBRA 4. _____	92
FIGURA II.7 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “D” DA OBRA 4. _____	93
FIGURA II.8 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA OBRA 5. _____	93
FIGURA II.9 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “A” DA OBRA 6. _____	93
FIGURA II.10 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “B” DA OBRA 6. _____	94
FIGURA II.11 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “A” DA OBRA 7. _____	94
FIGURA II.12 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “B” DA OBRA 7. _____	94
FIGURA II.13 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “A” DA OBRA 8. _____	95
FIGURA II.14 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA “B” DA OBRA 8. _____	95

FIGURA II.15 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA "C" DA OBRA 8.	95
FIGURA II.16 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA "A" DA OBRA 9.	96
FIGURA II.17 - CURVA DE FORÇA E VELOCIDADE RESULTANTES DO CAPWAPC® DA ESTACA "B" DA OBRA 9.	96
FIGURA III.1 – PERFIL GEOTÉCNICO E DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA OBRA 1.	97
FIGURA III.2 - PERFIL GEOTÉCNICO E DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA OBRA 2.	97
FIGURA III.3 - PERFIL GEOTÉCNICO E DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA OBRA 3.	98
FIGURA III.4 - PERFIL GEOTÉCNICO E DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA OBRA 4.	98
FIGURA III.5 - PERFIL GEOTÉCNICO E DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA OBRA 5.	99
FIGURA III.6 - PERFIL GEOTÉCNICO E PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DA OBRA 6.	99
FIGURA III.7 - DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA OBRA 6.	100
FIGURA III.8 – PERFIL GEOTÉCNICO DA OBRA 7.	100
FIGURA III.9 - DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO DA ESTACA "A" DA OBRA 7.	101
FIGURA III.10 - PERFIL GEOTÉCNICO DA OBRA 8.	101
FIGURA III.11 - PERFIL GEOTÉCNICO DA OBRA 9.	102
FIGURA IV.1 – RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA OBRA 1.	103
FIGURA IV.2 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA OBRA 2.	103
FIGURA IV.3 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA OBRA 3.	103
FIGURA IV.4 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "A" DA OBRA 6.	104
FIGURA IV.5 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "B" DA OBRA 6.	104
FIGURA IV.6 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "A" DA OBRA 7.	104
FIGURA IV.7 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "A" DA OBRA 7.	105
FIGURA IV.8 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "A" DA OBRA 8.	105
FIGURA IV.9 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "B" DA OBRA 8.	105
FIGURA IV.10 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "C" DA OBRA 8.	106
FIGURA IV.11 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "A" DA OBRA 9.	106
FIGURA IV.12 - RESULTADOS DAS FÓRMULAS DINÂMICAS E CAPWAPC® DA ESTACA "B" DA OBRA 9.	106

LISTA DE TABELAS

TABELA 5.1 –DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A OBRA 1.	68
TABELA 5.2 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A OBRA 2.....	69
TABELA 5.3 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A OBRA 3.....	70
TABELA 5.4 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A OBRA 4.....	72
TABELA 5.5 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A OBRA 5.....	73
TABELA 5.6 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “A” DA OBRA 6.	73
TABELA 5.7 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “B” DA OBRA 6.	74
TABELA 5.8 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “A” DA OBRA 7.	75
TABELA 5.9 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “B” DA OBRA 7.	75
TABELA 5.10 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “A” DA OBRA 8.	76
TABELA 5.11 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “B” DA OBRA 8.	76
TABELA 5.12 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “C” DA OBRA 8.	77
TABELA 5.13 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “A” DA OBRA 9.	78
TABELA 5.14 - DADOS COLETADOS E RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTACA “B” DA OBRA 9.	78
TABELA 5.15 - TABELA RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS.	79
TABELA 5.16 - -VALORES DOS FATORES DINÂMICOS EM FUNÇÃO DO SOLO.....	80
TABELA 5.17 – VALORES DE μ PARA A FÓRMULA DE JANBU, (BERNARDES, 1989).	80

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CASE®	referência a Case Western Research University
CAPWAP®	Case Pile Wave Analysis Program
CAPWAPC®	Case Pile Wave Analysis Program Continuous Model
NBR	Norma Brasileira
ECD	Ensaio de Carregamento Dinâmico
PDA	Pile Driving Analyser
ICSMFE	International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
PDA	Pile Drive Analyser

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção transversal da estaca
c_1	encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim
c_2	encurtamento elástico da estaca
c_3	encurtamento elástico do solo
DMX	deslocamento máximo do topo da estaca
e	coeficiente de restituição do choque
E_{apl}	energia teoricamente aplicada à estaca
e_h	fator de eficiência do martelo
EMX	energia medida aplicada à estaca
E_p	módulo de elasticidade da estaca
e_s	fator de eficiência devido ao impacto
h	altura de queda do martelo
k	repique elástico
L	comprimento da estaca
Q_d	resistência dinâmica
R_{Hiley}	resistência à cravação obtido pela fórmula dinâmica de Hiley
R_{Janbu}	resistência à cravação obtido pela fórmula dinâmica de Janbu
RMX	resistência máxima mobilizada obtida pelo CAPWAP®/ CAPWAPC®
R_u	resistência à cravação
s	nega ou penetração da estaca no solo
W_h	peso do martelo (hammer weight)
W_P	peso da estaca (pile weight)
X	perdas de energia no choque e nas deformações elásticas
η	fator representando as perdas de energia no bate-estacas
ΔS_{ep}	deformação elástica da estaca
ΔS_{es}	deformação elástica do solo
ΔS_{pp}	deformação plástica da estaca

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.	16
2	OBJETIVO	18
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.	19
3.1	DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES.	19
3.1.1	<i>Pré-História e História Antiga.</i>	20
3.1.2	<i>Idade Clássica.</i>	21
3.1.3	<i>Idade Média.</i>	22
3.1.4	<i>Séculos XVII e XVIII.</i>	23
3.1.5	<i>História Moderna até 1920.</i>	25
3.1.6	<i>Fase Contemporânea.</i>	27
3.2	AS FUNDAÇÕES.	31
3.2.1	<i>Fundações Superficiais ou Rasas.</i>	33
3.2.2	<i>Fundações Profundas.</i>	36
3.2.3	<i>Estacas metálicas ou de aço.</i>	37
3.2.4	<i>Estaca hélice contínua monitorada.</i>	39
3.2.5	<i>Estaca raiz.</i>	42
3.2.6	<i>Estacas pré-fabricadas de concreto.</i>	44
3.3	METODOLOGIAS PARA O CONTROLE DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS.	47
3.3.1	<i>As formulações dinâmicas.</i>	48
3.3.2	<i>Fórmulas conservativas</i>	50
3.3.3	<i>Fórmulas que incorporam a Lei do Choque de Newton</i>	50
3.3.4	<i>As medidas de nega e repique em campo.</i>	52
3.3.5	<i>Modelo de Smith – equação de onda</i>	53
3.3.6	<i>Métodos CASE®, CAPWAP® e CAPWAPC®.</i>	55
4	METODOLOGIA	58
4.1	MATERIAIS	58
4.2	AS FORMULAÇÕES DINÂMICAS	59
4.2.1	<i>Fórmula de Hiley.</i>	61
4.2.2	<i>Fórmula de Janbu.</i>	62
4.3	PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE	63
4.3.1	<i>Resultados da planilha</i>	64
4.3.2	<i>Comprimento das estacas.</i>	66
5	RESULTADOS E ANÁLISES	68

5.1	RESULTADOS OBTIDOS POR OBRA	68
5.1.1	Obra 1.	68
5.1.2	Obra 2.	69
5.1.3	Obra 3.	70
5.1.4	Obra 4.	71
5.1.5	Obra 5.	72
5.1.6	Obra 6.	73
5.1.7	Obra 7.	74
5.1.8	Obra 8.	75
5.1.9	Obra 9.	77
5.2	ANÁLISES	78
5.2.1	Fator dinâmico para a fórmula de Janbu	80
5.2.2	Fator dinâmico para a fórmula de Hiley	81
5.2.3	Fatores dinâmicos obtidos para as estacas moldadas "In Loco".	82
5.2.4	Fatores dinâmicos obtidos para a estaca metálica em argila orgânica mole.	83
5.2.5	Aplicação das Fórmulas e dos Fatores Dinâmicos.	83
6	CONCLUSÕES	85
	BIBLIOGRAFIA	86
ANEXO I.	ABNT NBR 06122/2010	88
ANEXO II.	Gráficos de Força e Velocidade fornecidos pelo CAPWAPC®.	91
ANEXO III.	Perfis geotécnicos representativos.	97
ANEXO IV.	Gráficos de carga mobilizada x deslocamento do topo da estaca.	103

1 INTRODUÇÃO.

O uso de fundações estacas para suportar as construções é quase tão antigo quanto a própria história humana. Inicialmente feitas de madeira, hoje também podem ser de aço estrutural ou, o que é mais comum no Brasil, de concreto. Excetuando as moldadas “in loco”, as estacas precisam ser cravadas no solo, de forma a poderem suportar os esforços devidos à construção e os transmitirem ao solo de forma segura.

Para cravar as estacas, foram criados os bate-estacas na chamada Idade Clássica; máquinas que sofreram profunda transformação ao longo do tempo, mas que essencialmente transferem a energia de queda de uma massa (martelo) à uma estaca. Parte dessa energia realizará um trabalho de cravação da estaca no solo, enquanto que o restante se dissipará das mais diversas formas.

Se a energia aplicada a uma estaca for pequena, esta não será cravada. Se for excessiva, poderá romper estruturalmente a estaca, ou mesmo o solo. A energia utilizada para cravar uma estaca em um determinado tipo de solo, certamente será diferente da energia utilizada para cravar outra estaca igual em outro tipo de solo. Uma estaca com diâmetro de 50cm certamente necessitará de mais energia para ser cravada em uma areia que uma estaca de 20cm de diâmetro. Em outras palavras, é necessário controlar a cravação das estacas, de forma que as mesmas sejam cravadas com a quantidade “correta” de energia, mas também de forma que seja possível determinar a interrupção da cravação, quando as estacas atingem uma cota de profundidade tal que suporte uma carga determinada em projeto.

Uma das formas mais usadas de se controlar a cravação de estacas se dá através do uso das fórmulas dinâmicas. São formulações baseadas nos princípios da conservação de energia e na Teoria do Choque de Newton. Partem exatamente do princípio acima descrito de que a energia de queda de um martelo irá produzir um trabalho na estaca, representado pelo deslocamento desta (nega) multiplicado pela resistência oferecida pelo solo à esta cravação.

Apesar de muito utilizadas, tais formulações, como a fórmula de Janbu ou a fórmula de Hiley, dependem de uma estimativa da energia efetiva que o martelo transmite à estaca em cravação, o que é o motivo de maior crítica às mesmas. Com a evolução da tecnologia, surgem instrumentos que são capazes de medir e fornecer a energia efetivamente transmitida à estaca, entre outras informações, ao mesmo tempo em que a partir da teoria de propagação de ondas é criado um modelo que equaciona de forma precisa o mecanismo de cravação de estacas, o que resulta no método CAPWAPC®, que não somente fornece a

energia efetivamente transmitida à estaca, mas também a capacidade de carga da mesma, entre outras informações.

O presente trabalho irá mostrar que é possível se estabelecer fatores dinâmicos μ , de forma que aplicados aos resultados de capacidade de carga (resistência à cravação) obtidos pelas formulas dinâmicas de Janbu e Hiley, é possível se chegar ao valor da resistência estática fornecido pelo método CAPWAPC® desde que sejam usadas as medidas de energia obtidas pela instrumentação.

Estes fatores dependem do tipo de solo no qual está assentada a ponta da estaca, e podem juntamente com as formulações, se tornar importante ferramenta de análise em campo.

2 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é identificar possíveis faixas de valores para fatores dinâmicos μ de correção dos resultados calculados pelas formulações dinâmicas de Janbu e Hiley, para a carga mobilizada (ou resistência à cravação) de estacas pré-moldadas de concreto, de forma que os aproximem dos resultados obtidos pelas análises CAPWAPC®, especialmente quando são utilizadas as medições de energia efetiva de cravação obtida por instrumentação eletrônica em campo.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.

A presente revisão bibliográfica não se limitou à simples busca de respaldo teórico para alcançar o objetivo deste trabalho, mas sobretudo buscar subsídios para compreender todo o alcance do uso das formulações de Janbu e Hiley, dos ensaios de carregamento dinâmicos e das análises CAPWAPC®.

Esta busca levou à necessidade de se compreender não somente os objetos de estudo deste trabalho, mas também como surgiram e se desenvolveram ao longo do tempo, de que modo podem ser utilizados, e como podem ser relacionados.

Dentro desta conceituação, esta revisão busca inicialmente compreender como as fundações das habitações humanas foram desenvolvidas ao longo do tempo, procurando entender desde quando são utilizadas “estacas” para esta função, como eram cravadas, que materiais eram utilizados, etc. Este histórico, que grosso modo se confunde com o histórico da geotecnia, é apresentado na seção 3.1.

Tendo compreendido o passado, buscou-se entender como são as fundações atualmente em uso e como são tratadas perante as normas brasileiras atuais, já direcionando a ênfase nas estruturas de fundação que forneceram os subsídios para o presente trabalho, como pode ser visto na seção 3.2.

Finalmente, procurou-se entender o que são e como são utilizadas as diversas metodologias de controle de fundações do tipo estaca, em especial as relacionadas às estacas pré-moldadas, que necessitam ser controladas durante sua cravação no solo, não só para que suas capacidades de carga sejam estimadas, mas para evitar que as mesmas sofram danos estruturais. Tais metodologias encontram-se na seção 3.3.

3.1 Desenvolvimento histórico das fundações.

A evolução das fundações, desde seus aspectos mais simples e práticos, como a seus aspectos teóricos mais complexos é um assunto que se confunde com a própria história humana, pois desde cedo o homem precisou construir seus abrigos e, como veremos adiante, necessitava de um suporte adequado às suas construções (as fundações), que se tornavam cada vez maiores e mais pesadas. Considerando que este suporte é o solo, e compreendendo que os solos são diferentes, o homem percebeu que para construir melhores fundações, de forma que estas suportassem suas construções, ele precisava compreender o que é o solo, quais são suas propriedades, como pode ser manipulado.

Assim, na medida em que a engenhosidade humana crescia com o acúmulo de conhecimentos ao longo do tempo, foram surgindo importantes frentes de conhecimento técnicos e científicos que dão embasamento ao que hoje conhecemos como Engenharia Civil, e dentro das muitas ciências de podem ser citadas, a Geotecnia é sem dúvida alguma aquela que fornece os subsídios necessários ao engenheiro civil para que este possa projetar e executar suas obras de fundações.

Compreender a evolução das fundações é compreender a evolução da própria Geotecnia, de onde vêm os conhecimentos necessários até para que a mesma possa evoluir.

3.1.1 Pré-História e História Antiga.

De acordo com (NÁPOLES NETO, 2009), é provável que a partir do período Neolítico, quando já era sedentário, o ser humano começou a construir suas primeiras habitações na forma de cabanas de madeira e materiais leves. Quando construídas próximas a rios, lagos ou áreas frequentemente alagáveis, tais cabanas eram assentadas sobre palafitas (estacas elevadas de madeira). Construções em pedra ainda eram raras, e geralmente eram feitas onde a madeira era escassa.

No início da Idade do Ferro, as construções em madeira eram comuns, especialmente porque o homem já produzia ferramentas metálicas que facilitavam o preparo dos materiais construtivos e também que facilitavam escavar e perfurar o solo, o que facilitava a introdução e fixação das precursoras das atuais estacas. Há também fortes indícios de que nesta época surgiu a prática de se reconstruir as habitações sobre os restos daquelas que ruíam após ruptura ou apodrecimento de suas estruturas de sustentação.

Na Antiguidade, especialmente na região hoje conhecida como Oriente Médio, as construções se tornaram mais pesadas devido ao uso de tijolos cerâmicos (Mesopotâmia) ou pedras (Egito). Como tais construções se tornavam cada vez mais pesadas, era comum que o terreno sob elas cedesse, provocando a ruína das construções, ou obrigando que fossem demolidas. Os escombros destas construções eram então misturados com terra e compactados, formando as “fundações” sobre as quais novas construções eram assentadas, principalmente nos palácios e templos.

Percebendo a existência de “terrenos fracos”, que não suportavam as construções cada vez mais pesadas, os construtores da época procuraram aliviar as estruturas sobre as fundações, que passaram a serem feitas de tijolos secos ao sol assentados com barro. Com o tempo descobriram que os tijolos de barro quando cozidos tinham maior resistência, e que

quando assentados em camadas intercaladas de barro e caniços, o conjunto funcionava como um grande bloco, melhorando o desempenho das fundações, principalmente quanto aos recalques.

3.1.2 Idade Clássica.

Na Idade Clássica, a arquitetura grega passa a fazer intenso uso do mármore e de outras pedras calcárias, materiais com os quais passa construir os notáveis pórticos e colunatas de seus palácios e templos, travejadas com vigas feitas dos mesmos materiais, usando madeira basicamente no teto, muitas vezes recoberto de terra. Os métodos construtivos utilizados pelos gregos eram concentradores de cargas nas fundações que, por sua vez, passaram a ser feitas com blocos de pedra aparelhados superpostos e justapostos, muitas vezes grampeados, o que distribuía melhor as pressões no solo.

Em terrenos fracos, há casos em que foram utilizadas estacas de madeiras, cravadas possivelmente por máquinas de guerra adaptadas. Posteriormente, os romanos criaram estruturas ainda mais pesadas, na qual introduziram os arcos e as abóbodas, o que concentrava ainda mais as cargas no solo. Ao mesmo tempo, desenvolveram o cimento romano misturando pozolana e calcário, e a partir da mistura deste com pedaços de pedra ou de tijolos cozidos, surge o concreto, que devido à sua grande capacidade de ser moldado passa a ser empregado na construção das fundações, além de também ser usado na construção de arcos e domos.

Ainda segundo (NÁPOLES NETO, 2009), nesta época surgiram os primeiros tratados sobre construções, dentre eles merece destaque a obra “*De Architectura*” escrita por Vitrúvio, na qual existem passagens sobre fundações, tratando inclusive de relações entre largura e profundidade, distribuição de cargas e a preocupação entre cargas transmitidas ao solo e a resistência deste. Há inclusive referência ao uso de estacas de madeira cravadas por máquinas para servirem de fundações das estruturas, ou ainda para compactar o solo, de forma a melhorar sua resistência. É digno de nota o fato de que Vitrúvio mostra o uso de ensecadeiras para construir fundações subaquáticas para pontes. As ensecadeiras eram feitas de uma dupla fila de estacas de madeira dotadas de ponteiros de ferro, com o espaço entre as filas preenchido por argila amassada em cestos de junco arrumados, e a água interior era esvaziada por rodas de alcatruzes. As fundações e os pilares das pontes eram então construídos no interior das ensecadeiras com uso de cimento pozolânico. Cabe assinalar

ainda, que Vitruvius já reconhecia que existe atrito nas areias, em especial nas areias de grãos angulosos.

3.1.3 Idade Média.

Apesar de notáveis progressos nas técnicas construtivas obtidos até o final da Idade Clássica, durante a Idade Média ocorreu uma significativa interrupção da evolução destas técnicas, havendo até mesmo declínio das mesmas, devido ao que alguns historiadores chamam de idade das trevas.

No entanto houve alguns poucos progressos em relação às técnicas romanas: na construção de fundações de pontes, nas quais os romanos introduziram o uso de ensecadeiras, estas passaram a ser esvaziadas por bombeamento, as estacas passaram a ser cravadas por bate-estacas acionados por rodas de pé ou de água e ainda passou a se utilizar o cimento pozolânico italiano, impermeável, na composição do concreto para as fundações. O uso de estacas de madeira para fundações também foi facilitado pelas criações de uma serra para cortar as cabeças das estacas debaixo d'água, em 1250, e de um bate-estaca já próximo dos modernos, em 1450.

O Renascimento marca a retomada do desenvolvimento das técnicas construtivas, inclusive com contribuições de gênios renomados como Leonardo da Vinci (novos projetos de bate-estacas e ensecadeiras, por exemplo) e Galileu Galilei, cujos estudos sobre flexão de vigas acabou por originar o que hoje conhecemos por Resistência dos Materiais.

Ainda segundo (NÁPOLES NETO, 2009), muitas construções das Idades Clássica e Média resistiram aos séculos, porém muitas apresentam deformações causadas por suas superestruturas em suas fundações, seja por deficiências destas, ou por condições desfavoráveis em seus terrenos de apoio. Várias obras podem ser citadas como exemplos de construções que resistiram ao tempo, apesar de problemas relacionados a deformações associadas a solos compressíveis, momentos elevados de tombamento da superestrutura com carregamento excêntrico das fundações, problemas relacionados a estarem edificadas em taludes, etc.

A Torre de Pisa, construída entre 1174 e 1350, é notória por sua inclinação, devida a diversos fatores. A torre está apoiada sobre uma fundação deficiente em forma de anel, apoiada a pouca profundidade sobre uma camada de solo aluvial de areia silto-argilosa, abaixo da qual existe outra camada de areia com lentes de argila sobreadensada. Devido a recalques diferenciais, à presença de água em movimento no lençol freático possivelmente

causando alguma erosão no subsolo, a até mesmo ao bombeamento de água subterrânea, a torre vem se inclinando e recalando ao longo do tempo. Tem sido alvo de diversos estudos internacionais, e recentemente, ao aparecer um inesperado acréscimo de inclinação, foi feito um amplo reforço estrutura-fundação, seguido da redução controlada dos recalques diferenciais por indução de recalque adicional no lado menos recalcado.

Outro grande marco construtivo da época medieval é a cidade italiana de Veneza, edificada sobre uma laguna com espessas camadas de solos aluviais não adensados, ou seja, sobre o que é chamado no meio geotécnico de solo-mole, o que implicou na convivência com recalques elevados e no uso de técnicas construtivas simples e baratas. Entre estas técnicas está a prática de se lançar novas fundações sobre as antigas, cobrindo áreas previamente adensadas, e em novos locais de fundações eram lançados blocos escalonados sobre estacas de madeira abaixo do nível d'água. Construções assentadas em ambos os tipos de fundações enfrentam recalques diferenciais, muitas vezes significativos.

Praticamente toda a cidade, incluindo os campanários de São Marcos e Burano, as pontes de Rialto e dos Três Arcos estão assentadas em estacas de madeira, que mantém seu estado de conservação e funcionalidade até os dias atuais, apesar dos recalques consideráveis que sofreram ao longo do tempo. Convém notar que todas estas obras receberam intervenções ao longo do tempo visando reforçar as fundações e/ou corrigir eventuais recalques diferenciais acentuados, principalmente em épocas mais recentes.

3.1.4 Séculos XVII e XVIII.

Entre os séculos XVII e XVIII aconteceram eventos significativos para a engenharia civil como um todo, e particularmente nas técnicas utilizadas para a construção de fundações. No século XVII há a separação entre a Engenharia Militar e a Engenharia Civil, sendo que os engenheiros responsáveis pela construção de pontes foram os primeiros a serem reconhecidos como engenheiros civis e, no século XVIII fica estabelecida a diferenciação entre engenheiros civis e arquitetos.

Devido a mudanças na forma de se construir as fortificações, os muros de arrimo associados às fundações passaram a ter enorme importância, especialmente quando tais muros de arrimos assumiam também as funções de fundações. Vauban, segundo (NÁPOLES NETO, 2009), foi o primeiro engenheiro a descrever as ações entre solo e estrutura de contenção em seus escritos e desenhos que constituíram o núcleo sobre o qual o tema se desenvolveu nos séculos seguintes.

As fundações das pontes receberam especial atenção em seu desenvolvimento, pois eram frequentes os colapsos de pilares de pontes mal fundados, e novas técnicas surgiram a partir do uso de ensecadeiras e de caixões de madeira afundados no rio, de forma que se pudesse escavar diretamente o leito dos rios até o nível de fundação dos pilares.

Segundo (NÁPOLES NETO, 2009), nesta época ocorreram grandes desenvolvimentos teóricos, a partir dos quais surgiram os primórdios da ciência que hoje conhecemos como Mecânica dos Solos. Podem ser citados:

- H. Gautier, em 1717, diferencia aterros arrimados em areia pura, “terra comum” e argila, classificando os dois primeiros como permeáveis e o terceiro como impermeável.
- B. F. Bélidor, em 1729, trata de forma teórica e numericamente as pressões de terra e, com respeito às fundações, amplia os tipos de solos classificados por Gautier em 1717.
- F. Gadroy, em 1746, trata de pressões sobre muros, abordando superfícies de deslizamento e fendas observadas à superfície de aterros arrimados reais, que tentou reproduzir em modelos em caixas de areia.
- J. R. Perronet, em 1769, escreveu sobre pontes, estabilidade de taludes – fazendo distinção entre taludes naturais e de aterros e apontando os efeitos da água sobre sua instabilidade. Pioneiramente, relaciona a resistência de atrito no escorregamento com o ângulo dos taludes naturais, igualando-os.
- Rondelet, em 1770, realizou diversos ensaios em modelos de muros de arrimo, maiores que os utilizados por Gadroy, conseguindo medir diversos ângulos de atrito.
- J. H. Lambert, em 1772, foi o primeiro a tentar racionalizar os projetos de fundações por sapatas (fundações rasas) e por estacas (fundações profundas).

Mas, segundo (DAS, 2007), coube a C. A. Coulomb inaugurar o que veio a ser conhecido como primeira fase clássica da Mecânica dos Solos. No trabalho “*Sur une application des règles, de maximis et minimis à quelque problèmes de statique, relatifs à l'architecture*”, escrito em 1773 e publicado em 1776, utilizando os princípios de máximos e mínimos de funções reais, atualmente estudados em disciplinas como Cálculo Diferencial e Integral, determinou a posição da superfície de deslizamento de maciços de solo para o cálculo de muros de arrimo. Para esta análise, Coulomb também utilizou as leis de atrito e coesão para corpos sólidos. De acordo com (NÁPOLES NETO, 2009), a clássica equação de

Coulomb relacionando a resistência ao cisalhamento do solo (τ) à sua coesão (c) adicionada da tensão normal (σ) multiplicada pelo coeficiente de atrito ($\tan \varphi$) é base para o trabalho de (TERZAGHI, 1943). Cabe notar que as equações desenvolvidas por Coulomb para calcular empuxos de terra sobre muros de arrimo foram desenvolvidas em termos de tensões totais, enquanto que as desenvolvidas posteriormente por Terzaghi na década de 1920 introduzem o conceito de tensões efetivas.

3.1.5 História Moderna até 1920.

Neste período há intenso desenvolvimento teórico associado à geotecnia e à engenharia de fundações, além do desenvolvimento de materiais, como o cimento Portland, que literalmente revolucionaram não somente engenharia de fundações, mas engenharia civil como um todo.

No campo teórico, segundo (NÁPOLES NETO, 2009), no século XIX os estudos de Coulomb foram verificados difundidos, como por G. C. F. M. R. Prony, em 1802, que também estendeu os estudos a solos coesivos sobre muros com tardoz inclinado, por C. L. M. H. Navier, em 1833, com o aprofundamento dos estudos sobre solos coesivos e J. V. Poncelet, em 1840, que além de introduzir uma simbologia próxima à atual, deu especial atenção às fundações dos muros de arrimo e, segundo (DAS, 2007), estendeu a teoria de Coulomb, fornecendo um método gráfico para determinar as magnitudes das pressões laterais de terra em muros de arrimo.

Moreau (1827), e Niel (1835), fizeram estudos experimentais envolvendo estacas de areia, o uso de colchões de areia para adensar e aumentar a resistência de solos lodosos e argilosos e distribuição de pressões aplicadas ao solo.

Estudando taludes não arrimados de argila, A. Collin em 1846 reconhece a coesão como resistência limite da argila, percebendo que a ruptura de argilas ocorre quando a coesão mobilizada excede a coesão do solo.

Segundo (DAS, 2007), a segunda fase do período clássico da mecânica dos solos é marcada pela publicação da notável teoria de W. J. M. Rankine, em 1857, sobre empuxo de terra e equilíbrio de massas de terra, obtida a partir de simplificações da teoria de Coulomb, e que até os dias atuais é de extrema importância.

Segundo (NÁPOLES NETO, 2009), Rankine também tem outras contribuições, como uma fórmula que fornece a capacidade de carga de uma fundação à profundidade D , porém desconsiderando sua largura B . Rankine também teoriza, ao contrário de Collin, que a

coesão é uma propriedade temporária, destrutível pelo ar, água e pelas sequências congelamento-degelo dos solos,

Conforme relata (DAS, 2007), em 1856, H. P. G. Darcy fez importante publicação sobre a permeabilidade de filtros de areia, definiu o coeficiente de permeabilidade do solo, que até os dias atuais é utilizado.

Segundo (NÁPOLES NETO, 2009), G. H. Darwin em 1883, com trabalhos experimentais, e J. V. Boussinesq, em 1876 e em 1883, com trabalhos analíticos, concluem que o ângulo de atrito interno era variável nas areias, e geralmente maior que o ângulo de repouso. (DAS, 2007) ainda ressalta que O. Reynolds, em 1887, demonstra o fenômeno da dilatação das areias.

No início do século XX foram publicados resultados de pesquisas conduzidas com argila, onde foram estabelecidas as propriedades e os parâmetros fundamentais desse material de fundamental importância geotécnica.

De acordo com (NÁPOLES NETO, 2009), A. M. Atterberg, em torno de 1910, definiu as frações de argila como a percentagem em massa de partículas menores que $2\mu\text{m}$, reconheceu o papel que estas partículas têm em um solo e em sua plasticidade e explicou a consistência de solos coesivos definindo os limites de liquidez, de plasticidade e de contração, além de definir o índice de plasticidade como a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

Em 1914, J. Frontard publica resultados que caracterizam as argilas mecanicamente, em especial a resistência ao cisalhamento, a partir de ensaios e análise de rupturas.

Na Inglaterra, em 1915, A. L. Bell publica trabalho onde desenvolve relações para a pressão lateral e a resistência das argilas, assim como a capacidade de carga de fundações rasas em argila. Também mediu a resistência ao cisalhamento não drenada de amostras indeformadas de argila.

W. Fellenius, em 1918, fez uma série de análises sobre deslizamentos de taludes de argilas saturadas, na condição não drenada ($\varphi = 0$), considerando que a superfície crítica de escorregamento era um arco de círculo. Posteriormente estendeu seu método para incluir simultaneamente c e φ nas análises, que eram feitas no estado limite de equilíbrio. Fellenius sugeriu ainda a introdução de um fator de segurança S aplicado diretamente aos parâmetros c e φ usados em análises na condição não drenada, ou seja, os projetos deveriam ser feitos considerando c/S e φ/S .

Com relação ao desenvolvimento de novos materiais, (NÁPOLES NETO, 2009) ressalta que o advento da revolução industrial consolidou o uso do tijolo cerâmico, da argamassa e do concreto, sendo que este passou a ser muito usado nas fundações das construções. J. Aspdin, em 1824 obtém a patente de um cimento obtido a partir da calcinação da mistura de calcário mole e argilas, denominado cimento Portland. Na época, o concreto obtido deste cimento passou a ter grande uso na construção de fundações, provocando inclusive progresso nos equipamentos utilizados. Na França, J. Monier em 1848 começou a fabricar cubas de concreto reforçadas por malhas de ferro em seu interior, dando origem ao concreto armado. Seu desenvolvimento posterior, com contribuições de diversos engenheiros, fez com que o concreto armado, ao lado do concreto simples e do concreto ciclópico se tornasse o principal material de construção de fundações, pois até mesmo os chamados alicerces de tijolo duplo, para o suporte de paredes de casas, se assentam sobre um lastro de concreto.

É importante frisar que também foi no decorrer do século XIX que surgiram várias das chamadas fórmulas dinâmicas utilizadas para o controle de cravação de estacas e determinação da resistência à cravação das mesmas, tais como a Fórmula dos Holandeses (ou de Eytelwein) em 1812, a Fórmula de Weisbach em 1820, a Fórmula de Sanders em 1851 ou mesmo a Fórmula de Wellington (ou da Engineering News Record) em 1888, conforme (VELLOSO e LOPES, 2010) e (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007).

3.1.6 Fase Contemporânea.

Na chamada fase contemporânea da história da engenharia geotécnica e de fundações, ocorreram notáveis progressos teóricos, técnicos e construtivos. Muitos destes progressos são devidos às conceituações elaboradas por Terzaghi a partir dos anos 1920, que praticamente definiu os rumos da geotecnia e da engenharia de fundações.

3.1.6.1 A obra de Terzaghi.

Pode-se afirmar que este período tem início com a obra de K. Terzaghi, que entre 1919 e 1924, segundo (DAS, 2007), desenvolveu a teoria da consolidação para as argilas, a partir do estudo de cinco solos argilosos diferentes e, segundo (NÁPOLES NETO, 2009), também da análise do acervo empírico até então existente. Estudando a permeabilidade das argilas, de baixo coeficiente (o que resulta em lenta percolação) e alta influência na compressibilidade, Terzaghi define o que conhecemos por adensamento ou consolidação das

argilas, e determinou sua influência sobre a resistência ao cisalhamento destas. Ao descobrir o Princípio das Tensões Efetivas (Tensões Totais de Coulomb menos a poropressão), e que este condiciona o adensamento e o cisalhamento das argilas, Terzaghi estabelece os marcos iniciais da Mecânica dos Solos, e por isso é considerado o pai desta ciência. Em 1925 publica seus resultados no livro *“Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage”*, onde também aponta que a coesão pode ser real ou aparente e, neste caso, podendo desaparecer em determinadas condições impostas aos solos.

Entre 1925 e 1926, Terzaghi publica *“Principles of Soil Mechanics”*, inicialmente em artigos e depois em forma de livro, onde apresenta as bases da Mecânica dos Solos; também em 1925 publica *“Modern Conceptions Concerning Foundation Engineering”* e em 1927 *“The Science of Foundations”*, obras bases da Engenharia de Fundações. Nestas obras, Terzaghi deduziu uma expressão para a capacidade de carga dos solos a partir do equilíbrio de prismas ativos e passivos, definidos pela profundidade z e pela largura $2b$ da fundação.

Em estudo detalhado apresentado em 1943, Terzaghi retoma o esquema de superfícies de ruptura contínuas, introduzindo as noções de ruptura por cisalhamento geral, e por cisalhamento local, fundação rasa (situada a uma profundidade menor ou igual à largura da fundação) e fundação profunda. São apresentadas as “expressões de três termos”, cada qual ligado a um dos fatores de capacidade de carga, dependentes unicamente do ângulo de atrito interno efetivo φ : N_c , N_q e N_γ para cisalhamento geral e N'_c , N'_q e N'_γ para cisalhamento local. Tais termos contêm a coesão efetiva c' , a profundidade z e a largura $2b$ da fundação. Para fundações rasas Terzaghi adaptou coeficientes para estes fatores de carga, e para fundações profundas, acrescentou um quarto termo dependente da superfície lateral da fundação multiplicada por um fator de atrito lateral e adesividade lateral. No caso de fundações por estacas, Terzaghi adapta e engloba os três primeiros termos à resistência de ponta, e o quarto termo à resistência de atrito lateral. Ainda em 1943, Terzaghi publica *“Theoretical Soil Mechanics”*, e em 1948 conjuntamente com R. B. Peck, *“Soil Mechanics in Engineering Practice”*. Estas obras, conjuntamente com a publicação de D. W. Taylor, *“Fundamentals of Soil Mechanics”* marcam em definitivo, segundo (NÁPOLES NETO, 2009), o início da fase moderna da ciência geotécnica.

3.1.6.2 Os demais avanços

Em 1936, na Universidade de Harvard, foi realizado o I Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (I ICSMFE, em inglês), presidido por Terzaghi, onde foi proposta a criação da Sociedade Internacional, atual ISSMFE.

Segundo (NÁPOLES NETO, 2009), nos anais do I ICSMFE já constam avanços significativos, como a implementação de ensaios “*in situ*” como o do cone holandês, estudos e aplicações sobre distribuições de pressões no subsolo, adensamento e recalques, melhoramento de solos, solos expansivos, solos congelados e dinâmica dos solos, incluindo liquefação e fundações de máquinas. Deve-se notar que o I ICSMFE foi organizado e secretariado por A. Casagrande, um dos notáveis da área, fundador da Escola Geotécnica de Harvard, e consultor (inclusive com várias passagens pelo Brasil). Casagrande escreveu vários trabalhos sobre fundações, sendo que dois se distinguem na fase de consolidação da então nova ciência: “*The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering*”, de 1932, e “*Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations*”, de 1942.

O II ICSMFE foi realizado em Roterdan, Holanda, em 1948 e trouxe trabalhos abordando todo o campo da geotecnia. Destacam-se os estudos e ensaios de A. W. Skempton sobre a resistência ao cisalhamento de argilas saturadas; o desenvolvimento de equipamentos para ensaios “*in situ*” como o CPT, desenvolvido a partir do cone holandês; a apresentação do então trado rotatório que posteriormente ficou conhecido como ensaio de paletas (“*vane test*”), entre outros desenvolvimentos. Cabe notar que este evento contou com uma delegação de 11 participantes brasileiros, que apresentaram seis trabalhos, três discussões e três informes sobre laboratórios geotécnicos.

O III ICSMFE, realizado em Zurique e Lauzane, em 1953, marca o final do período clássico da Mecânica dos Solos. Foram apresentados trabalhos que deram importante continuação ao que foi apresentado nos congressos anteriores, com duas sessões dedicadas a fundações diretas e por estacas. Novamente, uma delegação brasileira apresentou seis trabalhos, dos quais três eram sobre solos residuais, além de também apresentares, três discussões.

Ainda segundo (NÁPOLES NETO, 2009), cabe ressaltar que alguns campos foram especialmente estudados desde o I ICSMFE, como o das “*fundações sob condições especialíssimas*”, onde estas são realizadas sobre argilas leves de estruturas floclulentas, subsolos fracos, ou ainda locais onde a retirada de água subterrânea agrava os problemas

existentes, como ocorre nas Cidade do México, Boston, New Orleans, Bangcoc, Xangai, Veneza, áreas do Rio de Janeiro, Santos, Recife, Londres, Tóquio, Osaka Taipei e Houton.

Outra frente de notável desenvolvimento prático ocorreu com a criação de novos equipamentos e metodologias de sondagem e reconhecimento dos solos. A partir da adaptação das sondas geológicas à percussão, transformando-as em equipamentos mais leves, capazes de serem operados inclusive em áreas urbanas e restritas, foi desenvolvido o que hoje conhecemos universalmente como Standard Penetration Test, ou simplesmente SPT, o mais generalizado dos ensaios. Houve significativas melhoras nas provas de cargas, quer fossem diretas sobre os solos, ou estacas e demais fundações. Pode-se citar ainda o desenvolvimento do Pressiômetro de Menard por volta de 1957, ano em que surge uma nova frente da geotecnia que vem a ser a Mecânica das Rochas. Cabe notar, que com o surgimento desta nova frente, a Geotecnia pode ser entendida como a soma da Geologia de Engenharia com a Mecânica das Rochas e a Mecânica dos Solos.

De acordo com (NÁPOLES NETO, 2009) apud (FOLQUE, 1991 a 1993), o período moderno da geotecnia inicia-se em 1953 e estende-se até o VII ICSMFE realizado na cidade do México em 1969 nos quais a tônica do período foi o aprofundamento teórico dos fundamentos. No IV ICSMFE, realizado em Londres em 1957, Terzaghi teve intensa participação na área de fundações, e o brasileiro Milton Vargas foi Relator Geral da Divisão III, na qual pela primeira vez o SPT é tratado em nível internacional. Nos demais congressos do período foram apresentadas correlações entre SPT e CPT, SPT e o coeficiente de compressibilidade, correlações entre SPT e CTP com a capacidade de carga de fundações estacas (propostas por Milton Vargas), a correlação entre as medidas do Pressiômetro de Ménard e a capacidade de carga, comportamento de grupos de estacas, cravação de estacas por vibrações, etc.

Não se pode deixar de mencionar que no período também existiu notável desenvolvimento teórico e prático quanto às fundações profundas. Com relação às chamadas estacas moldadas “in loco”, pode-se citar as estacas tipo Franki surgidas na Bélgica em 1908 (GEOFORTE), ou mesmo as estacas tipo Hélice Contínua Monitorada surgidas na Europa na década de 1970 (VELLOSO e LOPES, 2010). Com relação aos métodos de avaliação da capacidade de carga das estacas cravadas, houve intenso aprimoramento e desenvolvimento das já mencionadas fórmulas dinâmicas, podendo ser citadas as fórmulas de Hiley em 1925 e Janbu em 1953, que serão objeto de estudo do presente trabalho. Também não se pode deixar de mencionar o notável avanço teórico e prático representado pelo trabalho de E. A. L. Smith, que em 1960 desenvolveu um modelo matemático baseado na Teoria de Propagação de Ondas

para representar o fenômeno de cravação de estacas no solo, modelo este que serviu de base para importantes e significativas ferramentas de análise como os Método CASE®, Método CAPWAP® e Método CAPWAPC®.

O chamado período atual da geotecnia, (NÁPOLES NETO, 2009) apud (FOLQUE, 1991 a 1993), é caracterizado pela substituição das questões fundamentais por outras mais particularizadas, o que demonstra a maturidade alcançada por ciência. É digno de nota que engenheiros brasileiros do porte de Milton Vargas, Antonio José da Costa Nunes, Victor de Mello e Luciano Décourt participaram ativamente destes debates, apresentando contribuições notáveis reconhecidas internacionalmente.

3.2 As Fundações.

O termo fundação, na engenharia civil, é utilizado em relação às estruturas que transmitem ao solo as solicitações das construções. Seu projeto e execução pressupõem conhecimentos de Geotecnia (abrangendo Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas) e Cálculo Estrutural.

Segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), os conhecimentos de Geologia de Engenharia são necessários em obras situadas em regiões desconhecidas, ou em obras de grandes dimensões, onde muitas vezes é necessária a interação entre o engenheiro de fundações e o geólogo de engenharia.

De modo análogo, os conhecimentos em Mecânica das Rochas são necessários em situações em que as fundações de uma obra transmitem esforços significativos a uma rocha sã, ou ainda a uma rocha de baixa qualidade.

Finalmente, com relação à Mecânica dos solos, o engenheiro de fundações deve ter sólidos conhecimentos que vão desde a origem e formação dos solos (conhecimento este que também pode ser atribuído à Geologia de Engenharia), sua caracterização e classificação, métodos diversos de investigações geotécnicas e hidráulicas dos solos compreendendo a percolação e a permeabilidade, tensões no solo, resistência ao cisalhamento, capacidade de carga, empuxos laterais de terra, compressibilidade, adensamento, distribuição de pressões e, finalmente, cálculo de deformações e recalques.

Enfim, todo o conhecimento empírico e teórico apresentado em seu contexto histórico na seção 3.1 deste trabalho acrescida, segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), da vivência e da experiência adquirida ao longo da vida profissional do engenheiro.

Já no que se refere ao Cálculo Estrutural, são necessários conhecimentos que habilite o engenheiro a dimensionar os elementos das fundações, bem como suas obras complementares e, avaliar o comportamento da estrutura da fundação diante dos deslocamentos que se impuserem e interagir com o engenheiro calculista das demais estruturas da obra.

(VELLOSO e LOPES, 2009) apontam que para o projeto de uma fundação, são necessários alguns elementos básicos, a saber:

- Dados topográficos da área, obtidos a partir de levantamento planialtimétrico, incluindo informações sobre eventuais taludes e encostas presentes no terreno ou que possam de alguma forma afetá-lo.
- Dados geológicos-geotécnicos, obtidos a partir da investigação geotécnica e também a partir de fontes complementares como mapas geológicos, cartográficos, artigos sobre experiências anteriores na área, etc.
- Dados sobre as construções vizinhas, em especial no que se refere ao tipo de estrutura e fundações utilizadas, desempenho das fundações, eventual existência de subsolos, etc.
- Dados da estrutura a ser construída no terreno, desde seu tipo e uso, sistema estrutural e construtivo, e principalmente as cargas (ações) que serão suportadas pelas fundações.

Especial atenção deve ser dada às solicitações que a estrutura como um todo estará sujeita, e as interações entre a superestrutura e as fundações da obra a ser executada. De acordo com a ABNT NBR 08681 as ações/solicitações que ocorrem em uma estrutura são classificadas em Ações Permanentes, Ações Variáveis e Ações Excepcionais, devendo ser combinadas de acordo com critérios especificados para a verificação de segurança através do conceito dos estados limites de uma estrutura, que são o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Utilização ou de Serviço (ELS).

O projeto das fundações então deverá atender aos seguintes requisitos:

- Possuir deformações aceitáveis sob as condições de trabalho (ELS).
- Oferecer segurança adequada ao colapso do solo de fundação (ELU).
- Oferecer segurança adequada ao colapso de seus elementos estruturais (ELU).

Ainda segundo (VELLOSO e LOPES, 2009), algumas características da obra, ou de seu subsolo podem implicar algum tipo de fundação, e caso isto não ocorra, deve-se fazer um estudo sobre as alternativas técnicas possíveis, porém também levando em consideração

aspectos como custo e prazo de execução. Após cuidadosa avaliação técnica e econômica, deve-se fazer a escolha do ou dos tipos de fundações que serão construídas na obra.

Em termos puramente técnicos, e de acordo com a ABNT NBR 06122/2010, as fundações podem ser separadas em dois grandes grupos, a saber:

- Fundações superficiais, também chamadas de rasas ou diretas.
- Fundações profundas

É possível se distinguir um grupo do outro através do critério arbitrário de que nas fundações profundas, ao contrário das rasas, o mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno.

Também é possível se construir fundações mistas, isto é, que associam fundações superficiais e profundas.

A seguir, será feita uma discussão sobre os dois grandes grupos de fundações mencionados, tendo por base a ABNT NBR 06122/2010, com ênfase mais aprofundada nos tipos de fundações profundas que serão objeto do presente estudo.

3.2.1 Fundações Superficiais ou Rasas.

De acordo com o item 3.1 da ABNT NBR 06122/2010, uma fundação superficial é definida como o *“elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”*.

Como no item 3.7 da mesma norma, a fundação profunda é definida como tendo base assentada a um mínimo de 3,0m de profundidade, a base da fundação superficial deve também estar assentada a um máximo de 3,0m de profundidade.

O capítulo 7 da norma é dedicado às fundações rasas, oferecendo diretrizes e definições quanto a tensão admissível de projeto, os métodos para sua determinação a partir dos ELU e ELS, os casos particulares, seu dimensionamento geométrico e estrutural. No Anexo A, são apresentados os procedimentos executivos básicos para a construção destas fundações.

São definidos na ABNT NBR 06122/2010 os tipos de fundações superficiais que são elencados abaixo.

3.2.1.1 Sapata.

É definida no item 3.2 da norma como o “*elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim*”.

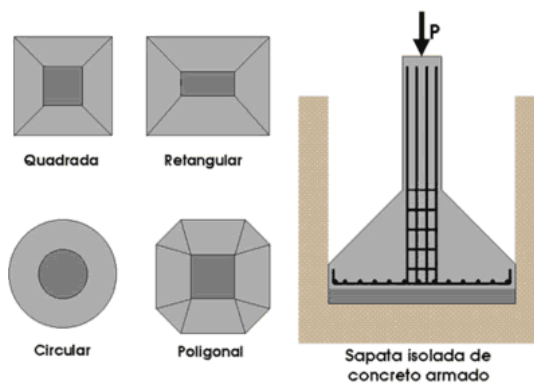


Figura 3.1 - Fundação rasa tipo sapata.
Fonte: <http://www.fazfacil.com.br>.

3.2.1.2 Bloco.

É definida no item 3.3 da norma como o “*elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura*”.

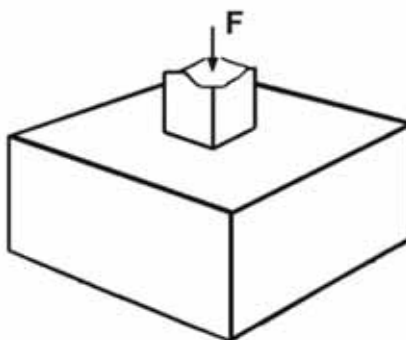


Figura 3.2 - Fundação rasa tipo bloco.
Fonte: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=985608&page=268>

3.2.1.3 Radier.

É definida no item 3.4 da norma como o “*elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos*”.

Na prática trata-se de uma laje de concreto armado assentada diretamente sobre o solo, na qual estão apoiados os pilares.



Figura 3.3 - Fundação tipo radier.

Fonte: <http://www.lix.com.br/obras-fotos.aspx?idEtapa=1509>

3.2.1.4 Sapata associada.

É definida no item 3.5 da norma como “*sapata comum a mais de um pilar*”.

Normalmente são utilizadas quando é impossível a utilização de sapatas isoladas pilares muito próximos e com cargas que apresentam diferenças relevantes, o que provocaria a superposição de suas bases e/ou de seus bulbos de pressões. Assim, é conveniente se empregar uma única sapata para receber as ações de dois ou mais pilares, com seu eixo passando pelos centros de cada pilar, como mostrado na Figura 3.4.

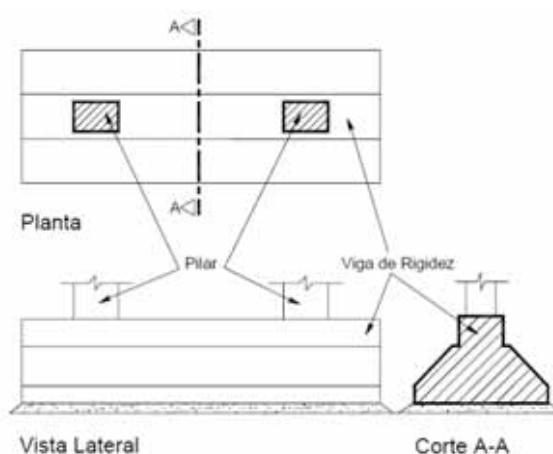


Figura 3.4 - Fundação rasa tipo sapata associada.

Fonte: <http://www.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>

3.2.1.5 Sapata corrida.

É definida no item 3.6 da norma como “*sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento*”.

Em geral, são empregadas de forma a receber ações verticais de paredes, muros, ou elementos alongados que transmitem um carregamento uniformemente distribuído em uma direção.

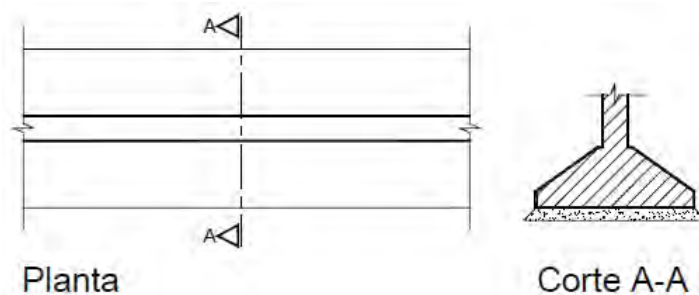


Figura 3.5 – Fundação rasa tipo sapata corrida.
Fonte: <http://www.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>

3.2.2 Fundações Profundas.

Na ABNT NBR 06122/2010, no item 3.7, uma fundação profunda é definida como “*Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões*”.

O capítulo 8 da norma é dedicado às fundações profundas, tanto estacas quanto tubulões. São normatizadas as determinações da carga admissível para as estacas isoladas, tubulões ou grupos de estacas, através do ELU e ELS, além de métodos dinâmicos, fórmulas dinâmicas, etc; os casos particulares de solicitações e seu dimensionamento estrutural.

Nos anexos identificados como Anexo B ao Anexo P, são apresentados os procedimentos executivos básicos para a construção dos diversos tipos de fundações profundas.

A norma diferencia dois grandes grupos de fundações profundas:

- **Estaca**, que de acordo com o item 3.8 da norma é definida como “Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores”.
- **Tubulão**, que de acordo com o item 3.9 da norma é definido como “elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base

ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta”.

A ABNT NBR 06122/2010 prevê basicamente dois tipos de tubulões (a céu aberto e à ar comprimido), e treze tipos de fundações estacas (madeira, metálica, pré-moldada em concreto, escavada sem fluido estabilizante, hélice contínua monitorada, Strauss, Franki, com uso de fluido estabilizante, raiz, hélice de deslocamento, mega, trado vazado e micro-estaca).

Convém destacar que as estacas, por sua vez, podem ser classificadas em primeira análise como sendo:

- **De grande deslocamento ou cravadas**, que embora não definidas diretamente na norma, são as estacas pré-moldadas ou industrializadas, que necessariamente são cravadas no solo através de equipamentos de percussão, prensagem ou vibração. Encontram-se nesta classificação as estacas de madeira, as estacas metálicas ou de aço e as estacas pré-moldadas de concreto.
- **Moldadas “in loco” ou “in situ”**, definidas no item 3.11 da norma como “estaca executada preenchendo-se, com concreto ou argamassa, perfurações previamente executadas no terreno”. Encontram-se nesta classificação todas as demais estacas.

A seguir, serão detalhadas apenas as fundações estacas que serão objeto de estudo no presente trabalho.

3.2.3 Estacas metálicas ou de aço.

De acordo com a ABNT NBR 06122/2010, as estacas metálicas ou de aço definidas no item 3.20 como “*estaca cravada, constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos*”.

Conforme pode ser observado na Figura 3.6, é comum a composição de vários perfis ou trilhos para formar a estaca metálica a ser cravada.



Figura 3.6 - Estacas metálicas formadas por (a) perfis metálicos soldados e (b) trilhos soldados.
Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/1/15/TC025_Funda%C3%A7%C3%B5es_D.pdf

Segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), os tipos de aço mais utilizados para a confecção de estacas metálicas são o ASTM A36, com $f_y = 250MPa$, e A572 Grau 50, com $f_y = 345MPa$, podendo ter cobre em sua composição de forma a conferir resistência à corrosão.

São apontadas as seguintes vantagens sobre os demais tipos de estacas:

- Podem ser fabricadas com diversos tipos de seções transversais e dimensões, o que permite diversas composições de perfis conferindo flexibilidade de projeto.
- São fáceis de transportar e manipular devido ao peso relativamente pequeno e à elevada resistência à tração e à flexão.
- São mais fáceis de serem cravadas devido à alta resistência do aço.
- São facilmente cortadas e emendadas no canteiro de obras, e os pedaços cortados podem ser reaproveitados.
- Podem-se utilizar aços resistentes à corrosão.

Também são apontadas as seguintes desvantagens:

- Custo geralmente elevado se comparado com as estacas de concreto.
- Podem ser suscetíveis a corrosão e ter seu tempo de vida diminuído, dependendo das condições ambientais a que são expostas.

Com relação à proteção contra a corrosão, (VELLOSO e LOPES, 2010) apontam que a partir de estudos conduzidos por Romanoff (1962) e Cornfield (1974), os procedimentos podem ser resumidos a:

- Estacas metálicas que estão inteira e permanentemente enterradas no solo dispensam tratamento específico contra a corrosão, exceto em situações excepcionais.

- Estacas metálicas com trechos desenterrados, no ar ou imersos em água, exigem proteção contra a corrosão que em geral é feita desde a cota de erosão até o bloco de coroamento. Esta proteção pode ser feita por encamisamento com concreto armado.

Cabe ressaltar que a ABNT NBR 06122/2010, em seu item 8.6.7 estabelece como deve ser feito o dimensionamento estrutural das estacas metálicas. Há clara referência de que este dimensionamento deve estar de acordo com a ABNT NBR 08800, considerando a seção nominal da estaca reduzida pela chamada espessura de sacrifício. Também são especificadas as diretrizes para emendas dos elementos da estaca, e as verificações a que estão sujeitas.

Em seu Anexo C, a norma especifica os procedimentos executivos básicos para este tipo de estaca considerando as definições do equipamento a ser utilizado na cravação, da estaca até sua cota de assentamento, os critérios de aceitação dos perfis e trilhos metálicos a serem utilizados, os procedimentos básicos de emendas e soldas assim como os critérios de aproveitamento de sobras de estacas que foram cortadas, as verificações que se fazem necessárias durante o processo de cravação e a ligação destas estacas com os blocos de coroamento.

Maiores considerações sobre este tipo de fundação estaca podem ser encontradas em (HACHICH, FALCONI, *et al.*, 2009) e em (VELLOSO e LOPES, 2010).

3.2.4 Estaca hélice contínua monitorada.

Conforme a ABNT NBR 06122/2010, a fundação estaca por hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada “in loco” cuja execução é feita mediante a introdução no terreno de um trado helicoidal contínuo rotativo, com uma haste central que permite a injeção de concreto simultaneamente à sua retirada após atingir a cota de assentamento, e com a colocação da armadura após o final da concretagem.



Figura 3.7 - Fundação tipo hélice contínua monitorada em execução.

Fonte: http://3.bp.blogspot.com/-orwAAhGsqis/TybqaA3PakI/AAAAAAAAACmI/4Bk8OYkuaYM/s1600/20120127_165239%5B1%5D.jpg

De acordo com (VELLOSO e LOPES, 2010), foram introduzidas no Brasil desde os anos 1980, e vem obtendo grande aceitação devido à elevada produtividade e baixo nível de vibrações. Segundo o autor, as hélices contínuas monitoradas podem ser classificadas como “de substituição”, quando há retirada pelo trado de praticamente todo o solo do espaço onde será construída a estaca, ou ainda como “de deslocamento”, quando durante sua execução houver o deslocamento lateral do solo para criar o espaço destinado à estaca, como ocorre nas chamadas estacas Ômega e Atlas. Nos aterros às primeiras, que na ABNT NBR 06122/2010 são chamadas de “Estacas hélice contínua monitorada” em seu Anexo F.

Ainda segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), tais estacas são executadas com trados helicoidais de grande comprimento dotados de garras em sua extremidade inferior, de forma a facilitar o corte do terreno, com a haste central em forma de tubo por onde é injetado o concreto, fechado por uma tampa que impede a entrada do solo durante a escavação.

Dependendo da relação entre as velocidades de rotação e avanço vertical do trado pode-se ter uma remoção grande de solo ou não, o que neste caso pode causar apenas o desconfinamento do solo sem sua remoção pelo trado. Assim, deve sempre ser feita uma comparação entre o volume de solo resultante da escavação da estaca e o volume nominal de projeto da mesma. Cabe notar que ao usar uma alta pressão de bombeamento do concreto pela haste central, a ponto desta ser praticamente empurrada pelo concreto (o que leva ao maior consumo de concreto), ocorre uma melhoria da capacidade de carga da estaca.

Segundo (MOREIRA MAIA, FALCONI, *et al.*, 2009) estas estacas apresentam as seguintes vantagens:

- Elevada produtividade
- Adapta-se à maioria dos terrenos, exceto na presença de matacões e rochas.
- Não produz vibrações e não causa descompressão do terreno.
- Não produz resíduos com lama bentonítica, comum em outros tipos de estacas escavadas.

Tecnicamente, as principais desvantagens apontadas são:

- As áreas de trabalho devem ser planas e de fácil acesso e movimentação.
- Exige usina de concreto nas proximidades do local de trabalho devido à sua grande produtividade.
- Necessita de pá carregadeira para remoção e limpeza do material extraído para fora do local de trabalho.
- Limitação dos comprimentos das estacas e da armação.

A ABNT NBR 06122/2010, em seu item 8.6.7 estabelece como deve ser feito o dimensionamento das estacas moldadas “in loco”, como é o caso das estacas Hélice Contínua Monitorada. Por se tratar de estaca armada, a norma indica que seu dimensionamento deve estar de acordo com a ABNT NBR 06118. Também é especificado que a resistência característica do concreto (f_{ck}) deve ser reduzida por um fator de 0,85 e que devem ser considerados para o dimensionamento os coeficientes $\gamma_F = 1,4$, $\gamma_c = 1,8$, $\gamma_s = 1,15$, além de limitar o comprimento da armadura em 4,0m.

A ABNT NBR 06122/2010, em seu Anexo F, estabelece os procedimentos executivos de uma fundação estaca por Hélice Contínua Monitorada.

São definidas as características mínimas do equipamento a ser utilizado; as exigências mínimas para a perfuração e a concretagem da estaca, a restrição executiva de não se poder executar estacas com espaçamento inferior a 5 diâmetros (da estaca com maior diâmetro) em intervalo inferior a 12 horas e, finalmente, as exigências mínimas quanto ao preparo da cabeça da estaca e sua ligação com o bloco de coroamento.

Segundo (VELLOSO e LOPES, 2010) o processo executivo, que pode ser vista de forma esquematizada na Figura 3.8, pode ser descrito nas seguintes etapas:

- **Perfuração**, que consiste na introdução da hélice no terreno até a cota estabelecida para o assentamento da ponta da estaca, através de rotação proporcionada por motores hidráulicos, sem que a hélice seja retirada do solo em momento algum.

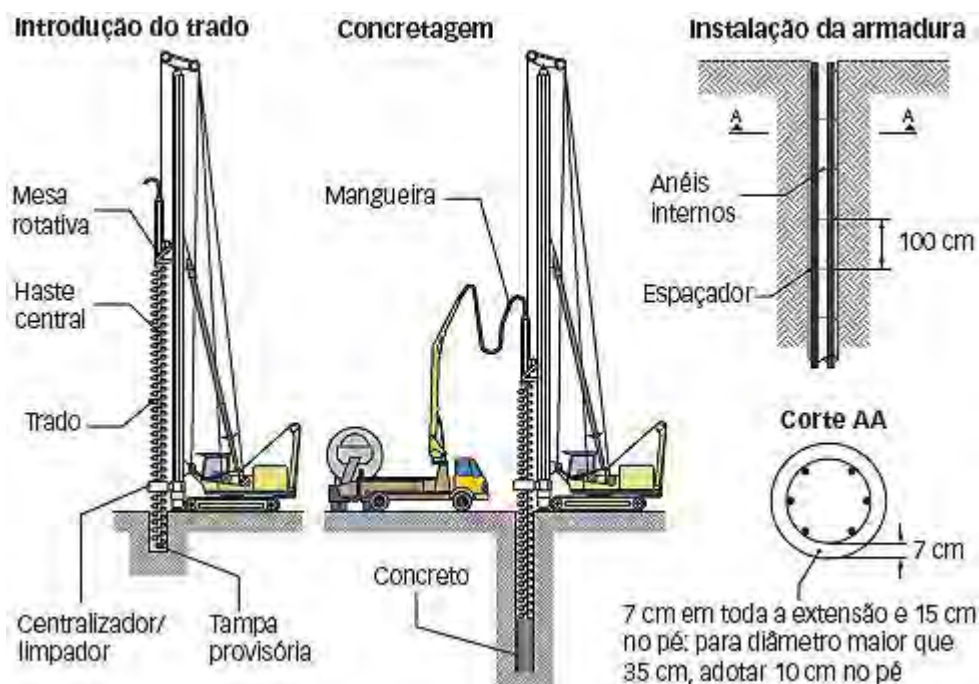


Figura 3.8 - Processo executivo da estaca Hélice Contínua Monitorada.

Fonte: <http://revista.construcaomercado.com.br/guia/habitacao-financiamento-imobiliario/126/imagens/i312545.jpg>

- **Concretagem**, que consiste no bombeamento contínuo do concreto, sob pressão, após o trado helicoidal atingir a cota de assentamento da base da estaca, de forma simultânea à retirada do trado, que por sua vez pode estar girando no mesmo sentido da perfuração, e cuja velocidade deve ser monitorada de forma que a pressão do concreto seja sempre positiva, garantindo que os eventuais vazios sejam preenchidos pelo concreto.
- **Armadura**, que consiste na introdução da armadura em gaiola no concreto da estaca após o término da concretagem, o que é feito manualmente, com auxílio de pesos ou ainda de vibradores.

Maiores considerações sobre a fundação estaca por Hélice Contínua Monitorada podem ser encontradas em (HACHICH, FALCONI, *et al.*, 2009) e em (VELLOSO e LOPES, 2010).

3.2.5 Estaca raiz.

De acordo com a ABNT NBR 06122/2010, a fundação estaca raiz é uma estaca moldada “in loco”, com a perfuração integralmente revestida por uma camisa recuperável formada por tubos metálicos rosqueados, armada em todo seu comprimento e preenchida por uma argamassa de cimento e areia e, segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), esta argamassa pode ser adensada com auxílio de pressão dada por ar comprimido.

Ainda segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), foram desenvolvidas para conter encostas, posteriormente sendo utilizadas em reforço de fundações e atualmente são empregadas até mesmo como fundações normais. Devido a algumas particularidades, estas estacas podem ser executadas e utilizadas em situações que impedem a utilização dos demais tipos, apresentando as seguintes vantagens:

- Não produzem choques ou vibrações.
- Podem ser executadas através de blocos de rocha (matacões) ou peças de concreto.
- Utiliza equipamentos de pequeno porte, possibilitando o trabalho em ambientes restritos e até mesmo nas proximidades da divisa do terreno.
- Podem ser executadas na vertical ou em qualquer inclinação.



Figura 3.9 - Fundação estaca raiz sendo executada.
Fonte: internet.

Assim com a fundação estaca por Hélice Contínua Monitorada, a fundação estaca raiz é considerada uma estaca de concreto moldada “in loco”, mesmo sendo preenchida apenas por uma argamassa de cimento e areia. Desta forma a ABNT NBR 06122/2010 determina seu dimensionamento no item 8.6.3. Por se tratar de uma estaca inteiramente armada, a norma de fundações indica que seu dimensionamento deve estar de acordo com a ABNT NBR 06118, o f_{ck} deve ser reduzida por um fator de 0,85, e devem ser considerados os coeficientes $\gamma_F = 1,4$, $\gamma_c = 1,6$ e $\gamma_s = 1,15$, além de que deve ser considerado o diâmetro externo do revestimento para seu dimensionamento.

Os procedimentos executivos básicos para fundações de estaca raiz encontram-se especificados no Anexo L da ABNT NBR 06122/2010, onde são definidas as características mínimas dos equipamentos utilizados na perfuração tanto em solo quanto solos com

ocorrência de matacões, os procedimentos mínimos para limpeza do furo com a posterior colocação da armadura, a injeção da argamassa de cimento e areia seguida da retirada do revestimento com injeção de ar comprimido, e finalmente o preparo da cabeça para ligação com o bloco de coroamento. A sequência executiva da fundação estaca raiz pode ser vista na Figura 3.10.



Figura 3.10 - Esquema executivo de uma estaca raiz.
Fonte: www.solotrat.com.br/ws/manual/pt_ManEstacas.pdf

Ainda no mesmo anexo, encontram-se as especificações mínimas para a argamassa, eventual uso de aditivos e moldagem de corpos de prova para posterior ensaio de acordo com a ABNT NBR 05739.

Em (HACHICH, FALCONI, *et al.*, 2009) e em (VELLOSO e LOPES, 2010) podem ser encontradas outras considerações sobre a fundação estaca raiz, inclusive com relação aos procedimentos executivos.

3.2.6 Estacas pré-fabricadas de concreto.

A ABNT NBR 06122/2010 preconiza que as estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, possuindo qualquer forma geométrica em sua seção transversal, devendo apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, cravação e a eventuais solos agressivos. Esclarece ainda que as estacas pré-fabricadas são consideradas como peças pré-moldadas dentro do conceito apresentado na ABNT NBR 09062.

Cabe aqui uma diferenciação imposta pela ABNT NBR 09062/2006 entre os conceitos de elemento estrutural pré-moldado e elemento estrutural pré-fabricado. No item 3.10 da referida norma, define-se que um elemento estrutural pré-moldado é o “*elemento*

moldado previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura, conforme especificações estabelecidas e 12.1.1”, enquanto eu no ítem 3.11 um elemento pré-fabricado é definido como “elemento pré-moldado, executado industrialmente, em instalações permanentes de empresa destinada para este fim, que se enquadram e atendem aos requisitos mínimos das especificações do item 12.1.2”. Fica claro que toda estaca pré-fabricada de concreto, como mostrado na Figura 3.11, é uma estaca pré-moldada, porém o contrário não é verdadeiro. Além disso, as exigências de controle de qualidade e inspeção para os elementos estruturais pré-fabricados são superiores às dos elementos pré-moldados.



Figura 3.11 – Fabricação e armazenamento de estacas pré-moldadas de concreto.
Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/1/15/TC025_Funda%C3%A7%C3%B5es_D.pdf

Segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), o concreto é o melhor material com o qual se pode confeccionar estacas devido a sua resistência aos agentes agressivos do solo e sua capacidade de suportar as alternâncias de secagem e umedecimento, entre outras qualidades.

São apontadas como vantagens destas estacas em relação às demais:

- A qualidade final que o concreto pode obter.
- Os possíveis agentes agressivos presentes no solo não terão influência alguma na pega e na cura do concreto.
- Oferecem segurança na passagem por camadas de solos moles, onde a concretagem “in loco” teria insucessos.

Especificamente, considerando que para grandes cargas e grandes comprimentos tem-se utilizado estacas de concreto protendido, as seguintes vantagens podem ser descritas:

- Elevadas resistências à compressão, à flexão composta, à trações decorrentes do processo de cravação e na flexão transitória.
- Maior capacidade de manipulação e cravação, com menor fissuração.
- Podem suportar elevadas forças de tração.
- Podem ser moldadas com qualquer configuração de seção transversal, podendo ainda ser maciças ou ocas, com grandes diâmetros e comprimentos.

- De modo geral, oferecem segurança na passagem por camadas de solo mole, onde as estacas concretadas “in loco” teriam problemas.

As desvantagens apontadas para este tipo de estaca

- De um modo geral, a principal desvantagem associada às estacas pré-moldadas, quando cravadas com martelo de queda livre, é a vibração proporcionada pelos equipamentos de cravação no solo, que pode chegar a ser excessiva conforme a resistência e compacidade do solo e o local onde se encontra a obra, considerando a proximidade com outras edificações como hospitais, em áreas históricas, etc.
- A ABNT NBR 06122/2010 em seu item 8.6.5, determina que o dimensionamento das estacas pré-moldadas de concreto deve se adequar às normas ABNT NBR 06118 e ABNT NBR 09062, limitando $f_{ck\max} = 40MPa$, devendo ser considerados os coeficientes $\gamma_F = 1,4$, $\gamma_c = 1,3$ e $\gamma_s = 1,15$, haver reforço da armadura transversal nas extremidades e o fabricante deve apresentar curvas de interação flexo-compressão e flexo-tração do elemento estrutural.



Figura 3.12 - Cravação de uma estaca pré-fabricada de concreto.

Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/1/15/TC025_Funda%C3%A7%C3%B5es_D.pdf

Quanto aos procedimentos executivos da fundação por estaca pré-moldada, suas especificações mínimas encontram-se no Anexo D da ABNT NBR 06122/2010, onde são especificados os requisitos mínimos para a escolha dos equipamentos a serem empregados na cravação das estacas, como o mostrado na Figura 3.12, os requisitos de cravação das estacas, os critérios de aceitação das mesmas na obra, especificações mínimas para as emendas e o

comprimento mínimo de estaca cortada para posterior aproveitamento, orientações para se obter os valores de Nega, Repique e o Diagrama de Cravação das estacas, o preparo da cabeça e sua ligação com o bloco de coroamento e, finalmente orientações sobre como deve ser o registro da execução da estaca pré-moldada de concreto na obra.

Por ser de especial interesse a este trabalho, principalmente no que se refere aos equipamentos, à cravação da estaca, e aos registros da nega e do repique, o Anexo D da ABNT NBR 06122/2010 encontra-se integralmente reproduzido no ANEXO I.

Maiores informações sobre as fundações profundas por estacas pré-moldadas de concreto podem ser obtidas em (VELLOSO e LOPES, 2010) e (HACHICH, FALCONI, *et al.*, 2009). Especificamente sobre estacas pré-fabricadas de concreto e a cravação das mesmas, em (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007) e (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2012).

3.3 Metodologias para o controle de estacas pré-moldadas.

Como foi visto em 3.1.1, desde o período Neolítico o homem faz uso de estacas para a fundação de suas habitações, e como também mencionado em 3.1.2, o uso de máquinas bate-estacas para cravá-las no solo remonta ao período romano, podendo ser ainda mais antigo que isso.

No entanto, como apontado em (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007), até os dias atuais permanece o desafio de se determinar a real capacidade de cargas das estacas cravadas. Apesar dos carregamentos de trabalho das estacas serem estáticos, durante sua cravação os controles que podem permitir estimativa da resistência à cravação de uma estaca devem estar associados a métodos dinâmicos, uma vez que o processo de cravação é estático.

Como visto em 3.1.5, desde o início do século XIX a engenharia vem-se utilizando de formulações dinâmicas diversas a fim de determinar a resistência à cravação de estacas e, novamente segundo (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007), atualmente existem em torno de 450 destas formulações.

Atualmente os métodos CASE®, CAPWAP® e CAPWAPC®, desenvolvidos a partir do modelo apresentado por Smith (1960) conforme apontado em 3.1.6, são amplamente utilizados na estimativa da carga mobilizada deste tipo de fundação.

Na ABNT NBR 06122/2010 trata dos métodos de controle de cravação de estacas de forma diferente à mencionada por (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007), que

se refere à versão anterior, a ABNT NBR 06122/1996. Conforme a ABNT NBR 06122/2010, o tema é abordado no capítulo 8, da seguinte forma:

“8.2.1.4 Métodos dinâmicos

São métodos de estimativa de carga de fundações profundas baseados na previsão e/ou verificação do seu comportamento sob ação de carregamento dinâmico.

8.2.1.5 Fórmulas dinâmicas

As fórmulas dinâmicas baseadas na nega ou repique elástico visam principalmente assegurar a homogeneidade das estacas cravadas.

Em determinados tipos de terreno deve ser levada em conta, na verificação da nega, sua diminuição (cicatrização) ou aumento (relaxação) ao longo do tempo.

8.2.1.6 Ensaios de carregamento dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico visa à avaliação de cargas mobilizadas na interface solo-estaca, fundamentada na aplicação da Teoria da Equação da Onda Unidimensional, conforme ABNT NBR 13.208.

Deve-se, contudo, observar que durante o ensaio de carregamento dinâmico o atrito lateral é sempre positivo ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.”

3.3.1 As formulações dinâmicas.

As fórmulas dinâmicas são derivadas do princípio da conservação da energia, da Lei do Choque de Newton e da Lei de Hooke e utilizam as medidas da nega (s) e do repique elástico (k) obtidas durante a cravação da estaca como variáveis de cálculo.

Segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), de acordo com o princípio da conservação de energia, a energia potencial do martelo é igual ao trabalho realizado pela estaca ao romper o solo acrescido das perdas de energia ocorridas no processo, assim, de forma geral pode-se escrever a relação dada pela (Eq. 3.1):

$$\eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot s + X \quad \text{onde} \quad \left\{ \begin{array}{ll} W_h & \text{peso do martelo} \\ h & \text{altura de queda do martelo} \\ \eta & \text{fator representando as perdas de energia} \\ & \text{no bate-estacas} \\ R_u & \text{resistência à cravação} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \\ X & \text{perdas de energia no choque e nas} \\ & \text{deformações elásticas} \end{array} \right. \quad \text{(Eq. 3.1)}$$

O fator η também é conhecido como a eficiência do martelo e incorpora as perdas de energia devidas principalmente ao atrito interno do sistema composto pelo martelo e o bate-estacas.

As perdas de energia representadas pela variável X se devem basicamente a três fontes: devido ao encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim (c_1), ao encurtamento

elástico da estaca (c_2) e ao encurtamento elástico do solo (c_3), também conhecido como *quake*. Segundo (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007), a energia transmitida e o trabalho realizado no impacto dado martelo na cabeça da estaca essencialmente são dados pela (Eq. 3.2).

$$e_h \cdot e_s \cdot W_h \cdot h = Q_d (s + \Delta S_{pp}) + \xi Q_d \cdot \Delta S_{ep} + \beta \cdot Q_d \cdot \Delta S_{es}$$

onde

e_h	fator de eficiência do martelo
e_s	fator de eficiência devido ao impacto
W_h	peso do martelo
h	altura da queda do martelo
Q_d	Resistência dinâmica
s	nega ou penetração da estaca no solo
ΔS_{pp}	deformação plástica da estaca
ΔS_{ep}	deformação elástica da estaca
ΔS_{es}	deformação elástica do solo (quake)

(Eq. 3.2)

Considerando que para uma cravação corretamente executada não existe deformação plástica da estaca, ou esta quando existe é insignificante conforme (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000), e que os fatores de eficiência do martelo correspondem juntos ao fator de perda de energia do bate-estacas (η), é fácil perceber a equivalência das duas equações, pois fazendo $\eta = e_h \cdot e_s$ e $\Delta S_{pp} = 0$ a (Eq. 3.2) pode ser reescrita como:

$$\eta \cdot W_h \cdot h = Q_d \cdot s + Q_d \cdot (\xi \cdot \Delta S_{ep} + \beta \cdot \Delta S_{es}), \text{ onde}$$

η	fator representando as perdas de energia no bate-estacas
W_h	peso do martelo
h	altura da queda do martelo
Q_d	Resistência dinâmica
s	nega ou penetração da estaca no solo
ΔS_{ep}	deformação elástica da estaca
ΔS_{es}	deformação elástica do solo (quake)

(Eq. 3.3)

Considerando que a resistência dinâmica (Q_d) da (Eq. 3.3) equivale à resistência à cravação (R_u) da (Eq. 3.1), fica evidente que a parcela $Q_d (\xi \cdot \Delta S_{ep} + \beta \cdot \Delta S_{es})$ da (Eq. 3.3) equivale às perdas de energia (X) da (Eq. 3.1).

Cabe a ressalva de que existem centenas de formulações dinâmicas que buscam correlacionar a resistência dinâmica do solo à penetração da estaca (nega) durante o processo de cravação, com sua resistência estática. A derivação de algumas das principais formulações dinâmicas pode ser encontrada em (CHELLIS, 1961), em seu Appendix I.

Algumas destas fórmulas serão apresentadas a seguir.

3.3.2 Fórmulas conservativas

São as fórmulas surgidas no século XIX e que basicamente consideram apenas o princípio da conservação da energia. Existem várias destas fórmulas, uma delas, a Fórmula de Wellington será posteriormente detalhada em 4.2.

3.3.2.1 Fórmula de Sanders.

Surgida em 1851, a Fórmula de Sanders (Eq. 3.4) simplesmente iguala a energia potencial de queda do martelo com o trabalho realizado pela estaca para romper o solo, desprezando qualquer perda de energia no processo, o que é uma simplificação extrema.

$$W_h \cdot h = R_u \cdot s, \text{ onde } \begin{cases} W_h & \text{peso do martelo} \\ h & \text{altura da queda do martelo} \\ R_u & \text{resistência à cravação} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \end{cases} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

De acordo com (VELLOSO e LOPES, 2010), para o cálculo da carga admissível de uma estaca utilizando a Fórmula de Sanders, é necessário se dividir a resistência última do solo à cravação (R_u) por um fator de segurança igual a 8 ($FS=8$).

3.3.3 Fórmulas que incorporam a Lei do Choque de Newton

São as fórmulas que incorporam a Lei do Choque de Newton como forma de prever uma perda de energia devido ao impacto do martelo com o conjunto coxim –capacete-cepo-estaca. (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007) deixa claro que as fórmulas a seguir basearem-se nesta Lei, “*embora essa teoria, tal como formulou Newton, não se preste a embasar tecnicamente problemas relacionados ao fenômeno de cravação de estacas*”. Além

das formulações dinâmicas descritas a seguir, as fórmulas de Hiley e Janbu serão discutidas de forma mais aprofundada em 4.2.1 e 4.2.2 respectivamente.

3.3.3.1 Fórmula dos Holandeses.

Proposta em 1812, a Fórmula dos Holandeses (Eq. 3.5) desconsidera todas as perdas devidas às deformações elásticas, substituindo-as por uma relação entre o peso da estaca (W_p) e o peso do martelo (W_h). Ainda segundo (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007), parte de alguns pressupostos, dentre eles:

- O choque no impacto entre o martelo e a estaca é perfeitamente inelástico;
- Após a ocorrência do impacto, a estaca e o martelo se separam, de forma que este não mais auxilie a penetração da estaca no solo.

Desta forma, partindo de

$$W_h \cdot h = R_u \cdot s \left(1 + \frac{W_p}{W_h} \right)$$

chega-se a:

$$\frac{W_h^2 \cdot h}{W_h + W_p} = R_u \cdot s \text{ onde } \begin{cases} W_h & \text{peso do martelo} \\ W_p & \text{peso da estaca} \\ h & \text{altura da queda do martelo} \\ R_u & \text{resistência à cravação} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \end{cases} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Recomenda-se um fator de segurança igual a 10 para martelos de queda livre e igual a 6 para martelos a vapor.

3.3.3.2 Fórmula dos Dinamarqueses.

Proposta em 1957, por Sorensen e Hansen, esta formulação adota que as perdas de energia da (Eq. 3.1) podem ser dadas por:

$$X = \frac{1}{2} \cdot R_u \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W_h \cdot h \cdot L}{A \cdot E_p}}$$

Assim chega-se a:

$$\eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot \left(s + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W_h \cdot h \cdot L}{A \cdot E_p}} \right), \text{ onde } \left\{ \begin{array}{l} \eta \text{ fator representando as perdas de energia no bate-estacas} \\ W_h \text{ peso do martelo} \\ h \text{ altura da queda do martelo} \\ R_u \text{ resistência à cravação} \\ s \text{ nega ou penetração da estaca no solo} \\ L \text{ comprimento da estaca} \\ A \text{ área da seção transversal da estaca} \\ E_p \text{ módulo de elasticidade da estaca} \end{array} \right. \quad (\text{Eq. 3.6})$$

3.3.4 As medidas de nega e repique em campo.

Em comum, todas as formulações dinâmicas fazem uso da medida da nega (s) que é obtida em campo durante a cravação da estaca. São utilizadas basicamente duas formas de se obter esta informação:

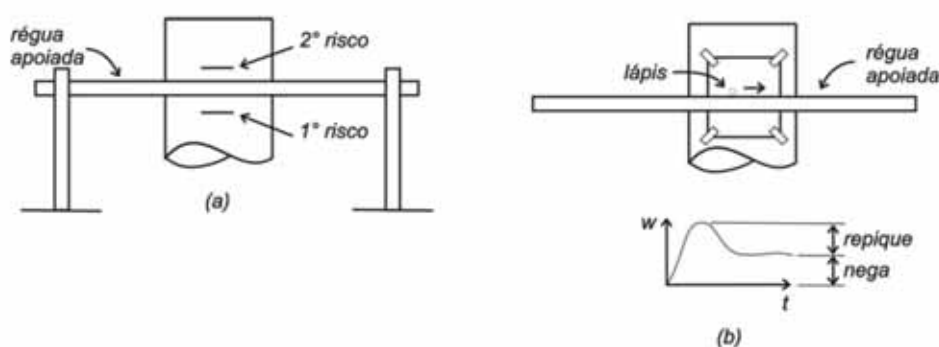


Figura 3.13 - Métodos de obtenção de nega e repique em campo.
Fonte: VELLOSO (2011)

- Com o auxílio de uma régua fixada fora da estaca, é traçada uma linha horizontal no fuste da estaca. Em seguida são aplicados 10 golpes do martelo, o que ocasiona uma penetração permanente da estaca no solo. Finalmente uma nova linha é riscada no fuste (Figura 3.13(a)) e a distância entre as duas linhas dividida por 10 é tomada como a penetração média por golpe, ou nega (s).
- Prende-se uma folha de papel no fuste da estaca e, no momento do golpe, um lápis é deslocado sobre uma régua fixada fora da estaca, de forma a marcar o movimento da estaca no papel (Figura 3.13(b)). Neste caso ficam registradas as

medidas da nega (S) e do repique elástico (k) sofridos pela estaca durante o golpe. Este processo pode ser feito durante os 10 golpes finais da cravação.

3.3.5 Modelo de Smith – equação de onda

Um grande avanço ocorrido no século XX foi a aplicação da equação de propagação de ondas de tensão na análise da cravação de estacas, que permitiu o surgimento de metodologias de previsão da cravação e de análise/monitoramento de dados obtidos por instrumentação eletrônica durante a cravação ou em ensaios de carregamento dinâmico.

Segundo (VELLOSO e LOPES, 2010), a equação da propagação de ondas de tensão em barras (Eq. 3.7) foi desenvolvida por Saint-Venant a partir da segunda Lei de Newton.

A partir do equilíbrio de forças em um elemento de uma barra sujeita a uma onda de tensão compressiva, como mostrado na Figura 3.14,

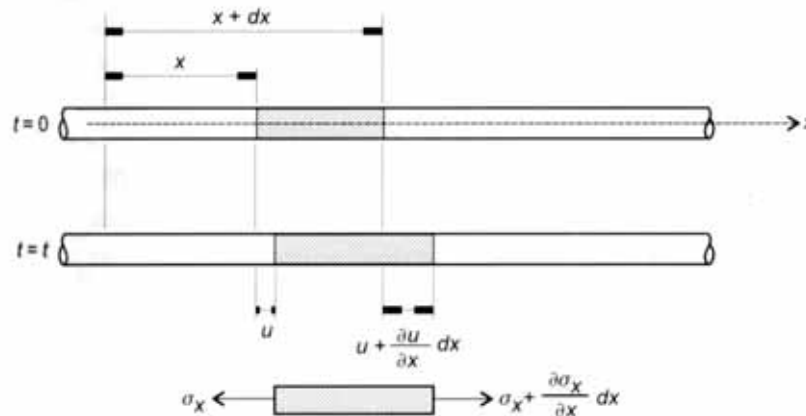


Figura 3.14 – Barra homogênea sujeita a onda de tensão compressiva.
Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2010)

chegou-se às equações dadas em (Eq. 3.7) abaixo.

$$\begin{aligned}
 (a) \quad & \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - C^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \\
 (b) \quad & C = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \\
 (c) \quad & Z = \frac{A \cdot E}{C} \\
 (d) \quad & \dot{u} = \frac{\sigma_x}{\sqrt{\rho E}} \\
 (e) \quad & F = Z \cdot \dot{u}
 \end{aligned}
 \quad \text{onde} \quad \left\{ \begin{array}{l} u \text{ deslocamento} \\ x \text{ coordenada espacial da barra} \\ t \text{ tempo} \\ E \text{ módulo de elasticidade da barra} \\ \rho \text{ massa específica da barra} \\ C \text{ velocidade de propagação da onda de tensão} \\ Z \text{ impedância da barra} \\ \dot{u} \text{ velocidade da partícula} \\ F \text{ Força transmitida} \end{array} \right. \quad (\text{Eq. 3.7})$$

Não se deve confundir a velocidade de propagação de onda (C) com a velocidade de uma partícula qualquer da barra ($\dot{u}$), que são . A impedância da barra (Z) traduz a forma

como a barra transmite o pulso gerador da onda de compressão, de forma que quanto maior a impedância, mais alto o pico da onda de tensão, e consequentemente maior a força (F) que se propaga. Em cravação de estacas quanto maior a força que se propaga, mais facilmente a resistência do solo é vencida, assim quanto maior a impedância da estaca, mais facilmente ela é cravada.

(SMITH, 1960) propõe um método de análise numérica, no qual a estaca, o martelo, o cepo, o capacete e o coxim são representados por um sistema de massas unidas por molas (Figura 3.15).

Neste modelo, Smith representa a estaca, e parte do equipamento de cravação (martelo, cepo, capacete e coxim) como um sistema de massas interligadas por molas, mostrado na Figura 3.15. De forma simplificada, a interação dinâmica entre a estaca e o solo é representada como um bloco de atrito (R_u) ligado em série com uma mola de rigidez k e ambos ligados paralelamente a um amortecedor com constante de damping J .

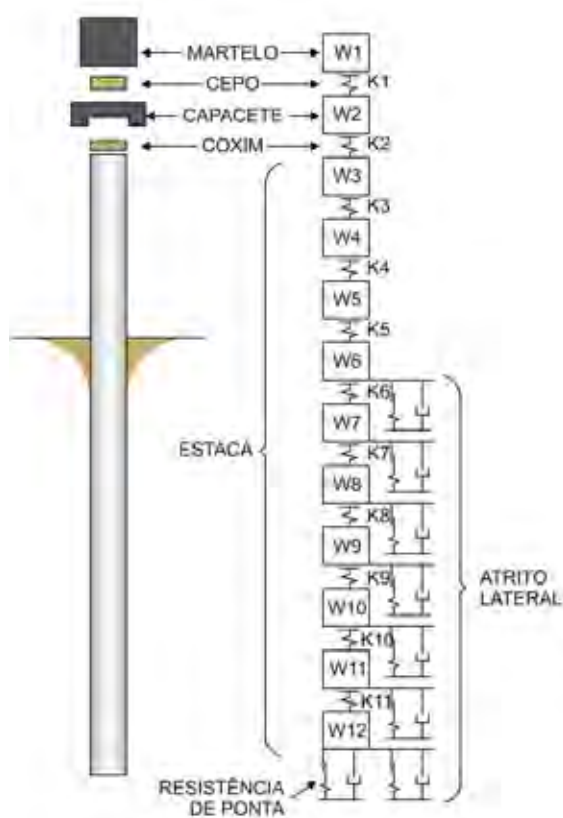


Figura 3.15 - Modelo do sistema martelo-estaca-solo (SMITH, 1960).

Fonte: GONÇALVES (2011).

(SMITH, 1960), em seu trabalho, apresenta rotinas computacionais para aplicar o método em todos os seus detalhes. Não cabe aqui um detalhamento completo do modelo de Smith aplicado à cravação de estacas pré-fabricadas de concreto, que pode ser encontrado em (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2012) e em (VELLOSO e LOPES, 2010).

3.3.6 Métodos CASE®, CAPWAP® e CAPWAPC®.

Segundo (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004), a metodologia proposta por Smith objetivava a previsão das tensões de cravação das estacas e sua aplicação foi sendo ampliada ao longo do tempo de forma a abranger a previsão de negas e a confecção de curvas de resistência x nega.

Paralelamente ao aumento do uso da teoria de onda aplicada à cravação de estacas, foram desenvolvidos métodos de instrumentação eletrônica para monitorar o processo de cravação, basicamente através do uso de acelerômetros, transdutores de força e extensômetros, que registram forças, acelerações e deformações no topo das estacas, como os mostrados na Figura 3.16. Da junção do modelo de Smith, com a instrumentação eletrônica desenvolvida, hardware e software apropriados, nasceu o que conhecemos com Ensaio de Carregamento Dinâmico ou simplesmente (ECD).



Figura 3.16 - Instrumentação colocada em estaca para ensaio de carregamento dinâmico.
Fonte: <http://www.morettiengenharia2.com.br/fotos/proj/0371112191332021.jpg>

Neste ensaio, após a instalação da instrumentação na estaca, a cada aplicação de carga axial dada pela queda do martelo no topo da estaca, devidamente amortecido pelo conjunto cepo-capacete-martelo, são obtidos sinais que são transferidos por cabos (ou sistema de rádio) a um equipamento denominado PDA, que transcodifica e processa estes sinais utilizando a teoria de propagação de ondas, obtendo diversos dados, tais como: resistência mobilizada do solo, tensões máximas da estaca, eficiência do martelo, deslocamentos, etc.

Existem no mercado aparelhos que além de processarem os sinais, permitem sua visualização em uma tela (PAK), como os sinais de força e velocidade exemplificados na

Figura 3.17 e o armazenamento destes para posterior análise e interpretação em computadores através de programas específicos no escritório.

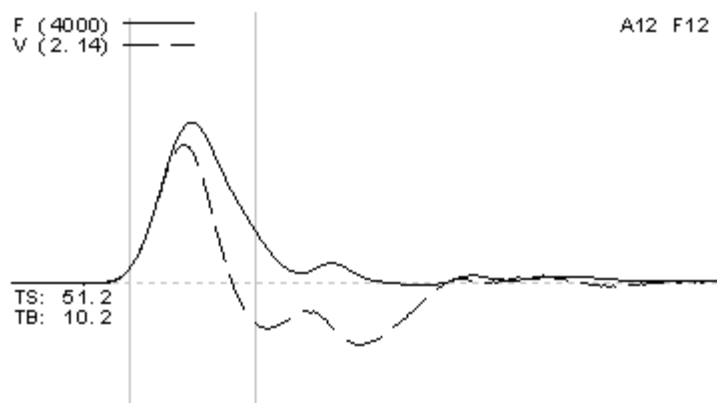


Figura 3.17 - Sinais de força e velocidade.
Fonte: internet

Em geral, o ensaio é executado com a aplicação de vários golpes no topo da estaca, com energias crescentes, de modo que sejam coletados dados para se definir uma curva da carga mobilizada em função dos deslocamentos do topo da estaca. No entanto existem algumas situações em campo que obrigam a paralização do ensaio, dentre elas:

- São obtidos resultados de resistência mobilizada que atendam às necessidades de projeto, ou seja, igual à carga de projeto prevista.
- É caracterizada a ruptura geotécnica do conjunto solo-estaca (deslocamentos permanentes da estaca crescentes, sem aumento da carga mobilizada nos últimos golpes aplicados).
- São atingidos valores de tensões que possam comprometer a integridade do elemento estrutural de estaca.

A ABNT NBR 13208//2007 estabelece que a avaliação da carga admissível das estacas deve ser feita pelo processamento dos dados obtidos destes sinais através de métodos tipo CASE® ou CAPWAP®.

O método CASE® foi desenvolvido paralelamente ao início do uso do modelo de Smith, juntamente com o início da monitoração eletrônica através de acelerômetros e transdutores de força instalados no fuste das estacas. Este método, em síntese, permite a estimativa da reação total mobilizada em um golpe do martelo, a partir dos dados medidos pela instrumentação eletrônica, produzindo resultados em tempo real no campo.

O método CAPWAP® é um método matemático computacional desenvolvido paralelamente ao método CASE® cujo objetivo é determinar as forças de reação do solo, bem como sua distribuição ao longo da estaca, a partir dos sinais obtidos da instrumentação, geralmente colocada no topo da estaca.

Considerando que a estaca é dividida, de acordo com o modelo de Smith, em várias massas, cada uma ligada a um bloco de atrito representando o solo, a cada conjunto destes são atribuídas dados relativos à sua resistência estática limite, sua deformação elástica máxima (quake), e suas constantes de amortecimento (damping).

No final do processo, é obtida a previsão da carga mobilizada durante a cravação e sua distribuição ao longo da profundidade da estaca, inclusive previsão de negas e curvas relacionando a resistência mobilizada com a nega.

O método matemático computacional CAPWAPC® surgiu nos anos 1980 a partir de aperfeiçoamentos e implementações ocorridas no método CAPWAP® devido à necessidade de se resolver algumas imprecisões numéricas que apareciam em estacas muito longas, como em obras “off-shore”. O programa computacional CAPWAPC® roda em qualquer computador PC, e além de dispor de recursos adicionais ao CAPWAP®, é análogo este.

De acordo com (ALVES, LOPES e DANZIGER, 2004), nas últimas décadas, os métodos baseados na equação de onda, em especial os que seguem o modelo de Smith, sofreram um gigantesco desenvolvimento, tanto em termos de desenvolvimento de equipamentos, quanto em termos de evolução do modelo e dos softwares envolvidos, mas não a ponto de estarem presentes nos escritórios brasileiros de projeto e execução de fundações profundas da mesma forma que as fórmulas dinâmicas ainda estão, mesmo com todas as limitações destas.

Considerando a simplicidade, a rapidez, e o baixo custo envolvidos nos ECDs, estes tendem a substituir as provas de carga estáticas, que até o momento são as únicas capazes de aferir diretamente a resistência estática das estacas. Estes fato faz com que seja de extrema importância todo e qualquer desenvolvimento capaz de correlacionar os resultados dos ECDs com as provas de carga estática, e também com as diversas formulações dinâmicas ainda em uso.

4 METODOLOGIA

Um ECD apresenta, entre outros resultados, a previsão da resistência estática de uma estaca, representada pelo valor da resistência máxima mobilizada (RMX) pelo solo durante o golpe aplicado pelo martelo. As fórmulas dinâmicas, entre elas as de Janbu e Hiley, trazem como resultado uma previsão da resistência dinâmica da estaca, representada pela resistência à cravação (R_u) oferecida pelo solo.

Os fatores dinâmicos (μ) aqui buscados, são valores que aplicados aos resultados das formulações dinâmicas de Janbu e Hiley, os aproximariam aos resultados obtidos pelo ECD, conforme a (Eq. 4.1) .

$$RMX = R_{u_{fórmula}} \cdot \frac{1}{\mu_{fórmula}} \quad \text{(Eq. 4.1)}$$

Para a determinação destes fatores dinâmicos, portanto, são necessários dados relativos à cravação instrumentada de estacas ou ECDs, de forma a obter os valores de RMX , e também dados que permitam o cálculo dos valores de R_u pelas formulações dinâmicas de Janbu e Hiley para as mesmas estacas.

Para a realização do presente trabalho, especialmente a execução de seus ensaios de carregamento dinâmico, optou-se por fazer uma retro análise de obras já devidamente documentadas, muitas das quais já foram objeto de outros estudos e análises anteriormente já publicados.

4.1 Materiais

Buscou-se por documentos aleatórios que fornecessem no mínimo algumas informações básicas sobre estacas pré-moldadas de concreto, a saber:

- Dados do solo – perfil geotécnico do terreno da obra, obtido preferencialmente por ensaio SPT, com a caracterização das camadas de solo encontradas, incluindo a camada onde está a cota de assentamento da base da estaca, no mínimo.
- Dados da estaca – basicamente seus dados geométricos como o diâmetro da seção transversal e seu comprimento (apenas quando estaca escavada ou metálica), módulo de elasticidade e velocidade de propagação de onda, no mínimo

- Dados de cravação da estaca - diagrama de cravação quando estaca pré-moldada ou metálica, no mínimo.
- Dados do ECD e resultados do CAPWAP® ou CAPWAPC® - peso do martelo, altura de queda do martelo, energia aplicada, energia máxima mobilizada, resistência máxima mobilizada, deslocamento máximo do topo da estaca e curvas de força e velocidade medias pela instrumentação, no mínimo.
- Dados obtidos em campo – medidas das negas e repiques elásticos, obtidos como em 3.3.4.

O ECD pode ser aplicado a qualquer tipo de fundação tipo estaca, não somente às pré-moldadas ou pré-fabricadas de concreto. Assim, para efeito comparativo, buscou-se por documentos relativos a ensaios realizados em fundações estacas moldados “in loco” (tipo Hélice Contínua Monitorada e tipo Raiz) e também realizados em fundações com estacas metálicas. No caso desta última, foi encontrada uma documentação relativa a ECD em estaca metálica apoiada em “solo mole”.

Como o ECD pode ser aplicado a qualquer tipo de fundação estaca, mesmo as moldadas “in loco” ou ainda as metálicas, para efeito de comparação foram procurados documentos relativos a ensaios realizados com estacas moldadas “in loco” (tipo Hélice Contínua Monitorada e tipo Raiz) e estacas metálicas, para a inclusão no presente trabalho.

Outro critério utilizado foi o de que sempre que possível buscou-se por documentos em que o ECD foi realizado com mais de um golpe do martelo, porém com golpes em energia crescente, isto é em alturas crescentes, do forma a tornar possível uma análise gráfica da resistência mobilizada em função do deslocamento do topo da estaca.

A maioria das obras selecionadas encontram-se documentadas em (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000), onde foram objeto de outras análises e estudos. As demais foram obtidas de relatórios de ECD a que o autor do presente estudo teve acesso.

Para a análise dos dados foi utilizado o software MS-Excel 2010.

4.2 As formulações dinâmicas

Surgida em 1888, a Fórmula de Wellington (Eq. 4.2), também conhecida como Fórmula da Engineering News Record parte da análise do gráfico da resistência versus deslocamento sofrido pelo topo da estaca após um golpe do martelo (Figura 4.1), admitindo que toda a energia potencial do martelo corresponde à área OABD do gráfico.

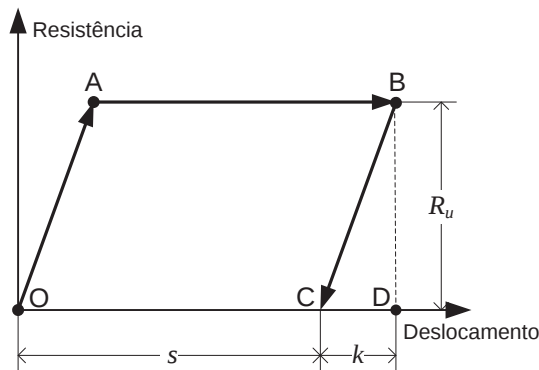


Figura 4.1 - Gráfico da resistência pelo deslocamento do topo da estaca em um golpe do martelo.

Ao ocorrer o impacto do martelo com a estaca, há um deslocamento perfeitamente elástico desta, representado pelo trecho OA do gráfico, seguido de um deslocamento plástico correspondente à penetração da estaca no solo (nega ou s) pela ruptura do mesmo, representado pelo trecho AB do gráfico e, finalmente, há um repique elástico (k) correspondente ao deslocamento elástico inicial, representado pelo trecho BC. Se a energia potencial corresponde à área OABD, a área BCD corresponde à energia perdida no processo de cravação e a área OABC corresponde ao trabalho realizado para cravar a estaca. Logo temos:

$$\eta \cdot W_h \cdot h = OABD$$

$$\eta \cdot W_h \cdot h = OABC + BCD$$

$$\eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot s + \frac{1}{2} R_u \cdot k$$

de onde advém:

$$\eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot \left(s + \frac{k}{2} \right), \text{ onde } \begin{cases} \eta & \text{fator representando as perdas de energia no bate-estacas} \\ W_h & \text{peso do martelo} \\ h & \text{altura da queda do martelo} \\ R_u & \text{resistência à cravação} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \\ k & \text{repique elástico} \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Admite-se ainda que $\frac{k}{2} = 1,0'' = 2,5\text{cm}$ para martelos de queda livre ou

$\frac{k}{2} = 0,1'' = 0,25\text{cm}$ para martelos à diesel, e um fator de segurança igual a 6 no caso de se usar esta formula para calcular a carga admissível.

4.2.1 Fórmula de Hiley.

Proposta em 1925, a Fórmula de Hiley (Eq. 4.3), leva em consideração diversos tipos de perdas durante o processo de cravação das estacas, a saber:

- devido à eficiência do martelo, dada por η ;.
- devido a perdas no impacto, dada por $\mu \cdot W_h \cdot h \left[\frac{W_p(1-e^2)}{W_h + W_p} \right]$, onde e é o coeficiente de restituição do choque;
- devido à compressão elástica do capacete, dada por $\frac{R_u \cdot c_1}{2}$;
- devido à compressão elástica da estaca, dada por $\frac{R_u}{2} \cdot \frac{R_u \cdot L}{E \cdot A} = \frac{R_u \cdot c_2}{2}$;
- devido à compressão elástica do solo, dada por $\frac{R_u \cdot c_3}{2}$;

$$\eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot s + e \cdot W_h \cdot h \left[\frac{W_p(1-e^2)}{W_h + W_p} \right] + \frac{R_u \cdot c_1}{2} + \frac{R_u \cdot c_2}{2} + \frac{R_u \cdot c_3}{2}$$

onde

η	fator representando as perdas de energia no bate-estacas
W_h	peso do martelo
W_p	peso da estaca
h	altura da queda do martelo
R_u	resistência à cravação
s	nega ou penetração da estaca no solo
e	coeficiente de restituição no choque
c_1	encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim
c_2	encurtamento elástico da estaca
c_3	encurtamento elástico do solo

(Eq. 4.3)

Segundo (GONÇALVES, BERNARDES e NEVES, 2007) e (VELLOSO e LOPES, 2010), os termos da (Eq. 4.3) podem ser rearranjados, de forma que a Fórmula de Hiley possa ser escrita de acordo com (Eq. 4.4), com a recomendação de que os valores de c_1 , c_2 e c_3 (encurtamentos elásticos devido ao conjunto do capacete, da estaca e do solo) equivalem basicamente ao repique elástico k medido em campo junto à nega, o valor do coeficiente elástico e pode ser encontrado obtido de (CHELLIS, 1961), e o fator de segurança a ser utilizado encontra-se entre 2 e 6.

$$R_u = \frac{\eta \cdot W_h \cdot h}{s + \frac{1}{2}(k)} \cdot \frac{W_h + e^2 \cdot W_p}{W_h + W_p}, \text{ onde } \left\{ \begin{array}{ll} \eta & \text{fator representando as perdas de energia no bate-estacas} \\ W_h & \text{peso do martelo} \\ h & \text{altura da queda do martelo} \\ R_u & \text{resistência à cravação} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \\ k & \text{repique elástico} \\ W_p & \text{peso da estaca} \\ e & \text{coeficiente de restituição no choque} \end{array} \right. \quad (\text{Eq. 4.4})$$

4.2.2 Fórmula de Janbu.

Em 1953, partindo da análise da (Eq. 4.2), Janbu adota uma relação entre o peso da estaca e do martelo, além de incorporar algumas constantes empíricas e perdas de energia por compressão elástica da estaca. Assim é proposta a Fórmula de Janbu, que em sua formulação tradicional é dada pelas (Eq. 4.5).

$$\begin{array}{ll} (a) R_u = \frac{1}{k_U} \cdot \frac{W_h \cdot h \cdot \eta}{s} & \left\{ \begin{array}{l} \eta \text{ fator representando as perdas de energia no bate-estacas} \\ W_h \text{ peso do martelo} \\ h \text{ altura da queda do martelo} \\ R_u \text{ resistência à cravação} \\ s \text{ nega ou penetração da estaca no solo} \\ W_p \text{ peso da estaca} \\ E_p \text{ módulo de elasticidade da estaca} \\ A \text{ área da seção transversal da estaca} \\ L \text{ comprimento da estaca} \end{array} \right. \text{ onde } \\ (b) k_U = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right) & \\ (c) C_d = 0,75 + 0,15 \frac{W_p}{W_h} & \\ (d) \lambda = \frac{W_h \cdot h \cdot L}{E_p \cdot A \cdot s^2} & \end{array} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Por outro lado temos que a partir das (Eq. 4.2) e (Eq. 4.5) temos a grosso modo:

$$\left. \begin{array}{l} (a) R_u = \frac{1}{k_U} \cdot \frac{W_h \cdot h \cdot \eta}{s} \Rightarrow \eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot s \cdot k_U \\ (b) \eta \cdot W_h \cdot h = R_u \cdot \left(s + \frac{1}{2} \cdot k \right) \end{array} \right\} \Rightarrow (a) = (b)$$

$$R_u \cdot s \cdot k_U = R_u \cdot \left(s + \frac{1}{2} \cdot k \right) \Rightarrow s \cdot k_U = \left(s + \frac{1}{2} \cdot k \right)$$

Assim, podemos adotar que a (Eq. 4.2) é uma forma simplificada da Formula de Janbu.

4.3 Procedimentos de análise

Após verificar que a documentação de uma obra continha os elementos necessários à análise, os mesmos eram lançados em uma planilha criada no MS-Excel, conforme pode ser visto na Figura 4.2.

Em uma análise preliminar, foi verificado que a maior parte dos dados presentes nas documentações não se encontravam plenamente em unidades do SI, havendo muitos valores expressos em unidades como tonelada-força (tf), etc.

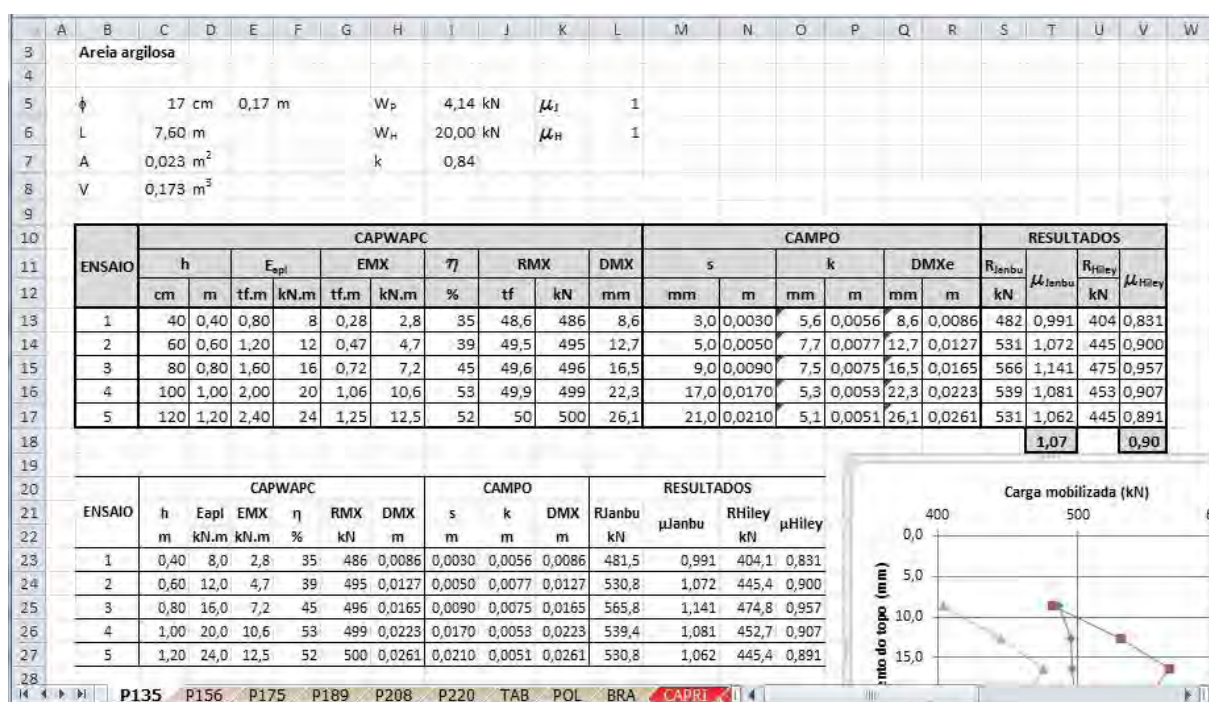


Figura 4.2 – Planilha em MS-Excel 2010 utilizada para a análise dos dados.

A planilha foi então preparada de forma a efetuar as conversões necessárias para colocar todas as grandezas em unidades padrões do SI, de forma a assegurar a exatidão dos cálculos. Assim, medidas entradas em toneladas-força eram convertidas para kiloNewtons, centímetros e milímetros para metros, etc.

Na planilha existe uma aba relativa às adoções, isto é, valores básicos que são adotados para os cálculos:

- g - aceleração da gravidade, adotado como $10,0\text{m/s}^2$ para simplificação dos cálculos.
- e – coeficiente de restituição do choque, adotado em 0,25 a partir de (CHELLIS, 1961).
- ρ_{cp} – peso específico do concreto, adotado em $24,0\text{kN/m}^3$.
- $\rho_{aço}$ – peso específico do aço, adotado em $78,0\text{kN/m}^3$.

- fatores de conversão de unidades.

Para cada estaca ensaiada, eram tabulados inicialmente os dados relativos ao diâmetro ϕ da estaca (em cm), ao comprimento (L) da estaca (em m) e ao peso (W_h) do martelo (em kN). Cabe ressaltar que as medidas dos comprimentos das estacas, no caso de pré-moldadas, eram obtidos conforme apresentado em 4.3.2, enquanto que os comprimentos dos demais tipos de estacas eram simplesmente transcritos a partir da documentação.

A partir destes dados, a planilha calculava a área (A) da seção transversal circular da estaca, seu volume (V) e o peso da estaca (W_p).

No caso da estaca metálica tubular, devido a sua seção circular oca, foram fornecidos os dados relativos aos diâmetros externo e interno da estaca, de forma que a área da seção transversal pudesse ser calculada adequadamente.

Em seguida para cada ECD realizado na estaca, eram digitados os dados coletados da documentação. Com relação aos resultados do CPWAPC® eram digitados:

- h - altura de queda do martelo, em cm
- E_{apl} - energia teoricamente aplicada à estaca, em $tf.m$
- EMX - energia medida aplicada à estaca, em $tf.m$
- RMX - resistência máxima mobilizada, em tf
- DMX - deslocamento máximo do topo da estaca, em mm

Com relação aos dados coletados em campo eram digitados:

- s - nega ou penetração da estaca no solo, em mm
- k - repique elástico, em mm

4.3.1 Resultados da planilha

A partir dos dados digitados, a planilha retorna para o CAPWAPC® o fator representando as perdas de energia no bate-estacas, ou eficiência do martelo (η) dado pela (Eq. 4.6), em percentual. Este valor basicamente é utilizado para conferência dos dados digitados com os coletados.

$$\eta = \frac{EMX}{E_{apl}} \cdot 100, \text{ onde } \begin{cases} \eta & \text{fator representando as perdas de energia} \\ & \text{no bate-estacas} \\ EMX & \text{energia medida} \\ E_{apl} & \text{energia teoricamente aplicada à estaca} \end{cases} \quad \text{(Eq. 4.6)}$$

Com relação aos dados de campo, é calculado o deslocamento máximo da estaca, dado pela (Eq. 4.7), o que possibilita uma comparação com os deslocamentos de ponta calculados pelo CAPWAPC®

$$DMXe = s + k, \text{ onde } \begin{cases} DMe & \text{deslocamento máximo da estaca} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \\ k & \text{repique elástico} \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

Como resultados principais, a planilha calculava:

- (a) a resistência à cravação pela fórmula dinâmica de Janbu simplificada (Eq. 4.8), considerando que a energia “real” aplicada pelo martelo à estaca e medida pelo CAPWAPC® (EMX) equivale a $\eta \cdot W_h \cdot h$.

$$R_{Janbu} = \frac{\eta \cdot W_h \cdot h}{s + \frac{k}{2}} = \frac{EMX}{s + \frac{k}{2}}, \text{ onde } \begin{cases} R_{Janbu} & \text{resistência à cravação obtido pela} \\ & \text{fórmula de Janbu} \\ \eta & \text{fator representando as perdas de energia} \\ & \text{no bate-estacas} \\ W_h & \text{peso do martelo} \\ h & \text{altura de queda do martelo} \\ s & \text{nega ou penetração da estaca no solo} \\ k & \text{repique elástico} \\ EMX & \text{energia medida} \end{cases} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

A resistência à cravação pela fórmula dinâmica de Hiley, dada pela (Eq. 4.4), considerando que a energia “real” aplicada pelo martelo à estaca e medida pelo CAPWAPC® (EMX) equivale a $\eta \cdot W_h \cdot h$. Porém, sabendo que a fórmula de Hiley utiliza uma relação de pesos que independe da altura de queda do martelo, sendo constante para todos os ensaios em uma estaca, esta relação foi equacionada como uma constante r_w na planilha. Assim, para o cálculo da resistência à cravação pela fórmula dinâmica de Hiley, foram utilizadas as (Eq. 4.9) abaixo.

$$R_{Hiley} = \frac{EMX}{s + \frac{k}{2}} \cdot r_w$$

$$r_w = \frac{W_h + e^2 \cdot W_p}{W_h + W_p}$$

(Eq. 4.9)

Os fatores dinâmicos nas fórmulas de Janbu (μ_{Janbu}) e Hiley (μ_{Hiley}), foram calculados de acordo com a (Eq. 4.1), considerando os resultados obtidos.

Para os ECDs que foram realizados com mais de um ensaio, isto é, com várias quedas do martelo a alturas diferentes e crescentes, foram ainda calculados os valores médios dos fatores dinâmicos nas fórmulas de Janbu e Hiley, considerado o valor representativo para a obra. Nestes casos também foram elaborados os gráficos da carga mobilizada (resistência mobilizada) em função dos deslocamentos observados na estaca, obtidos pelo CAPWAP®, e pelas formulações de Janbu e Hiley. Tais gráficos encontram-se no ANEXO IV.

4.3.2 Comprimento das estacas.

Como dito anteriormente, nas documentações analisadas relativas às cravações de estacas pré-moldadas de concreto, ou aos ECDs destas, não há a informação relativa ao comprimento (L) das estacas que foram analisadas. Os dados relativos ao comprimento das estacas foram obtidos através dos gráficos de força e velocidade que foram resultados das análises CAPWAPC®, e que encontram-se no ANEXO II.

Como podemos observar na Figura 4.3, o eixo das abscissas de tipo de gráfico geralmente contém duas escalas: uma em milissegundos (ms) e outra equivalente dada pela relação entre o comprimento da estaca (L) e a velocidade de propagação de onda na estaca (c).

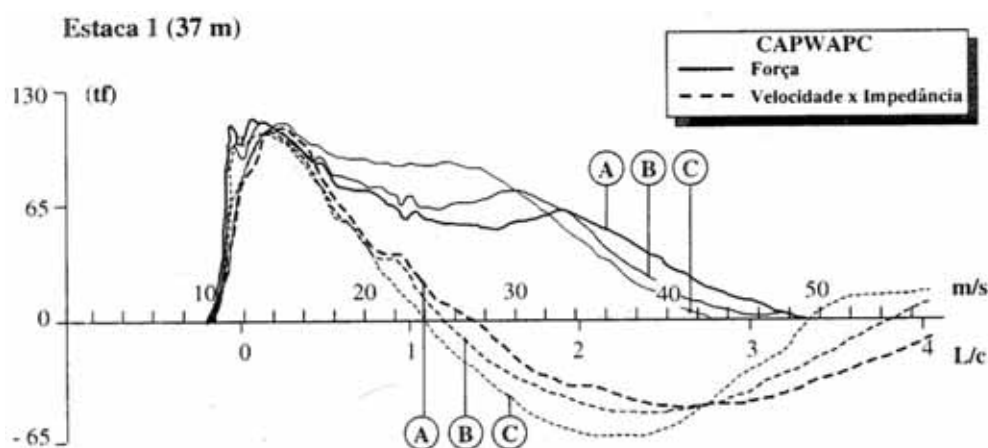


Figura 4.3 - Exemplo de gráfico de Força e Velocidade do CAPWAPC®
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Assim uma leitura de um tempo t_1 ms corresponde a uma leitura x_1 L/c , e uma leitura de um tempo t_2 ms corresponde a uma leitura x_2 L/c . Assim podemos ter:

$$x_2 \cdot \frac{L}{c} - x_1 \cdot \frac{L}{c} = t_2 - t_1 \Rightarrow \frac{L}{c} (x_2 - x_1) = t_2 - t_1$$

O que nos leva a:

$$L = \frac{t_2 - t_1}{x_2 - x_1} \cdot c$$

(Eq. 4.10)

Como a velocidade de propagação de onda na estaca (c) é fornecida nas documentações analisadas, é possível calcular o comprimento da estaca ensaiada. Como forma de assegurar a confiabilidade do resultado obtido pela (Eq. 4.10), este pode ser comparado com a profundidade de cravação da estaca, que pode ser obtida pelo diagrama de cravação da estaca, como o exemplificado na Figura 4.4.

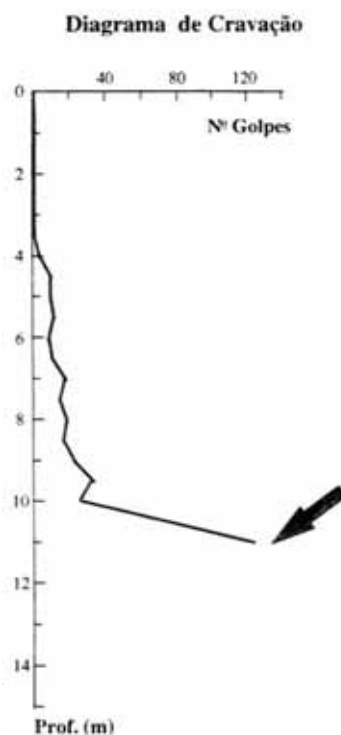


Figura 4.4 – Exemplo de diagrama de cravação de estaca.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

O resultado obtido para o comprimento L deve ser necessariamente maior que o comprimento da estaca cravado no solo, que pode ser obtido pelo diagrama, pois são estacas que foram recém-cravadas e parte delas ainda encontra-se acima do solo.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 Resultados obtidos por obra

5.1.1 Obra 1.

Os dados desta obra são relativos a um ECD efetuado em uma estaca pré-moldada de concreto de 7,60m de comprimento, obtido pela aplicação de (Eq. 4.10) no gráfico da Figura 3.1, diâmetro de 17,0cm, com módulo de elasticidade dinâmico de $302,5\text{tf/cm}^2$ e velocidade de propagação de onda de 3550m/s , que é parte das fundações de uma obra residencial no bairro de São Miguel Paulista, em São Paulo/SP, e documentados em (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Conforme podemos observar na Figura III.1, a estaca encontra-se assentada em uma camada de areia argilosa pouca a medianamente compacta, com presença de pedregulhos, e percebe-se pelo diagrama de cravação que a resistência à penetração aumenta significativamente no final da cravação.

Para o ECD foram aplicados cinco golpes de martelo, com massa de duas toneladas, em alturas de queda crescentes, com as negas e repiques medidos adequadamente. Os dados obtidos pela instrumentação eletrônica foram analisados através do método CAPWAPC e seus resultados encontram-se relacionados na Tabela 5.1, assim como os dados coletados em campo relativos à nega e ao repique elástico.

Tabela 5.1 –Dados coletados e resultados obtidos para a obra 1.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	S (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	8,0	2,8	35	486	0,0086	0,0030	0,0056	0,0086	481,5	0,991	404,1	0,831
2	0,60	12,0	4,7	39	495	0,0127	0,0050	0,0077	0,0127	530,8	1,072	445,4	0,900
3	0,80	16,0	7,2	45	496	0,0165	0,0090	0,0075	0,0165	565,8	1,141	474,8	0,957
4	1,00	20,0	10,6	53	499	0,0223	0,0170	0,0053	0,0223	539,4	1,081	452,7	0,907
5	1,20	24,0	12,5	52	500	0,0261	0,0210	0,0051	0,0261	530,8	1,062	445,4	0,891

Também se encontram relacionados os resultados obtidos da aplicação das fórmulas de Janbu, (Eq. 4.8), e Hiley, (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos obtidos através da (Eq. 4.1).

Os fatores dinâmicos médios obtidos a partir dos dados da Tabela 5.1 são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,07$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,90$.

Na Figura IV.1 podemos observar o comportamento dos resultados obtidos, onde é possível notar que os valores obtidos pelo método CAPWAPC® encontram-se entre os valores obtidos pelas fórmulas dinâmicas de Janbu e Hiley.

5.1.2 Obra 2.

Os dados são relativos a um ECD efetuado em uma estaca pré-fabricada de concreto com diâmetro de 23,0cm, módulo de elasticidade de 35,0GPa, velocidade de propagação de onda de 3700,0m/s e de 11,5m de comprimento, obtido da aplicação da (Eq. 4.10) no gráfico da Figura II.2. A estaca é parte das fundações de um shopping center localizado no município de São José dos Campos/SP, e os dados estão documentados em (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Na Figura III.2 podemos observar que a estaca encontra-se assentada a 11,0m de profundidade, em uma camada de areia argilosa, e que a resistência total à cravação aumenta significativamente após os 8,0m de profundidade.

O ECD foi realizado com a aplicação de cinco golpes de martelo, com massa de duas toneladas, e alturas de queda crescentes, e as negas e repiques medidos adequadamente. Os resultados obtidos pelo método CAPWAPC®, assim como os dados coletados em campo, encontram-se relacionados na Tabela 5.2. Nesta tabela também estão relacionados os resultados obtidos pela aplicação das fórmulas de Janbu, (Eq. 4.8), e Hiley, (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos obtidos através da (Eq. 4.1).

Tabela 5.2 - Dados coletados e resultados obtidos para a obra 2.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	8,0	5,0	63	670	0,0090	0,0015	0,0085	0,0100	869,6	1,298	564,4	0,842
2	0,60	12,0	8,0	67	713	0,0115	0,0030	0,0090	0,0120	1066,7	1,496	692,3	0,971
3	0,80	16,0	10,0	63	743	0,0136	0,0050	0,0095	0,0145	1025,6	1,380	665,7	0,896
4	1,00	20,0	13,0	65	801	0,0165	0,0070	0,0095	0,0165	1106,4	1,381	718,1	0,897
5	1,20	24,0	17,0	71	822	0,0196	0,0100	0,0095	0,0195	1152,5	1,402	748,1	0,910

Os fatores dinâmicos médios obtidos a partir dos dados da Tabela 5.1 são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,39$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,90$.

Na Figura IV.2 podemos observar o comportamento dos resultados obtidos, onde é possível notar que os valores obtidos pelo método CAPWAPC® encontram-se entre os valores obtidos pelas fórmulas dinâmicas de Janbu e Hiley.

5.1.3 Obra 3.

Os dados desta obra são relativos a um ECD efetuado em uma estaca pré-moldada de concreto que é parte das fundações de um edifício residencial no município de São José dos Campos/SP e documentada em (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000). A estaca é composta por dois elementos soldados, com um comprimento total de 9,60m, obtido da aplicação da (Eq. 4.10) ao gráfico da Figura II.3, módulo de elasticidade de 37,21GPa, velocidade de propagação de onda de 3900m/s e diâmetro de 17,0cm.

Encontra-se assentada a uma profundidade de 9,0m, como pode ser visto na Figura III.3, em uma camada de argila muito arenosa da chamada bacia terciária de Taubaté, a despeito da previsão de assentamento inicial ser em torno dos 14,0m. Tal fato decorre do súbito aumento de resistência encontrado a partir dos 6,0m de profundidade.

Para o ECD foram aplicados cinco golpes de martelo, com massa de duas toneladas, em alturas de queda crescentes, com as negas e repiques medidos adequadamente. Os dados obtidos pela instrumentação eletrônica foram analisados através do método CAPWAPC e seus resultados encontram-se relacionados na Tabela 5.3, os dados coletados em campo relativos à nega e ao repique elástico e, finalmente os resultados conseguidos pela aplicação das fórmulas de Janbu, (Eq. 4.8), e Hiley, (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos obtidos através da (Eq. 4.1)

Tabela 5.3 - Dados coletados e resultados obtidos para a obra 3.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h	E _{apl}	EMX	η	RMX	DMX	s	k	DMX	R _{Janbu}	R _{Hiley}		
	(m)	(kN.m)	(kN.m)	%	(kN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	μ _{Janbu}	(kN)	μ _{Hiley}
1	0,20	4,0	2,4	60	360	0,0083	0,0030	0,0055	0,0085	417,4	1,159	336,3	0,934
2	0,40	8,0	4,9	61	389	0,0135	0,0085	0,0060	0,0145	426,1	1,095	343,3	0,882
3	0,60	12,0	7,1	59	396	0,0180	0,0140	0,0065	0,0205	411,6	1,039	331,6	0,837
4	0,80	16,0	10,7	67	399	0,0252	0,0210	0,0065	0,0275	441,2	1,106	355,5	0,891
5	1,00	20,0	13,3	67	402	0,0309	0,0275	0,0065	0,0340	432,5	1,076	348,5	0,867

Os fatores dinâmicos médios calculados a partir dos resultados anotados na Tabela 5.3 são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,10$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,88$.

Na Figura IV.3 podemos observar o comportamento dos resultados obtidos, onde é possível notar que os valores obtidos pelo método CAPWAPC® encontram-se mais uma vez entre os valores obtidos pelas fórmulas dinâmicas de Janbu e Hiley.

5.1.4 Obra 4.

Os dados desta obra são relativos a quatro estacas pré-fabricadas de concreto que são parte integrante de uma obra industrial do município de São José dos Campos/SP, documentada em (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000), cujo perfil geotécnico, juntamente com o diagrama de cravação das estacas encontram-se na Figura III.4.

As estacas são compostas por elementos soldados com diâmetro de 33,0cm, módulo de elasticidade entre 30,14 e 35,74 GPa e velocidade de propagação de onda entre 3510m/s e 3822,0m/s.

Os comprimentos L das estacas A, B, C e D, obtidos pela aplicação da (Eq. 4.10) aos gráficos das Figura II.4, Figura II.5, Figura II.6 e Figura II.7 são respectivamente $L_A=11,0\text{m}$, $L_B=11,2\text{m}$, $L_C=11,6\text{m}$ e $L_D=11,9\text{m}$.

Pelo diagrama de cravação, pode-se observar que as estacas foram assentadas a uma profundidade em torno dos 11,0m em uma camada de argila plástica dura esverdeada, típica da região, e que entre as profundidades de 3,0m e 5,0m houve um aumento da resistência seguido de uma diminuição da mesma até a profundidade de 7,0m, a partir da qual há gradual aumento da resistência até a profundidade de 11,0m.

Cabe notar que a profundidade de assentamento prevista em projeto era em torno de 12,0m, e que a ponta da estaca encontra-se em uma camada de argila plástica verde e dura.

Cada estaca foi ensaiada dinamicamente com **uma única** queda de um martelo com massa de 2,8 toneladas, e com altura de queda de 1,0m, tendo as respectivas negas e repiques medidos adequadamente. Os dados obtidos pela instrumentação eletrônica foram analisados através do método CAPWAPC e seus resultados encontram-se relacionados na Tabela 5.4, assim como os dados coletados em campo relativos à nega e ao repique elástico e os resultados calculados pela aplicação das fórmulas de Janbu, (Eq. 4.8), e Hiley, (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos obtidos através da (Eq. 4.1).

Como se trata de análise de quatro estacas diferentes, cada uma da qual ensaiada com um único golpe de martelo, não faz sentido aqui se calcular valores médios para os fatores dinâmicos e nem elaborar gráfico para analisar o comportamento da carga mobilizada em função do deslocamento do topo da estaca.

Tabela 5.4 - Dados coletados e resultados obtidos para a obra 4.

ESTACA	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
A	1,00	28,0	17,3	62	2271	0,0107	0,0025	0,0100	0,0125	2306,7	1,016	1341,3	0,591
B	1,00	28,0	17,0	61	1695	0,0126	0,0010	0,0110	0,0120	2615,4	1,543	1509,9	0,891
C	1,00	28,0	19,5	70	2166	0,0119	0,0020	0,0110	0,0130	2600,0	1,200	1479,8	0,683
D	1,00	28,0	18,4	66	1902	0,0124	0,0040	0,0130	0,0170	1752,4	0,921	986,9	0,519

5.1.5 Obra 5.

Os dados da obra 5 referem-se a ensaios de carregamento dinâmicos realizado em uma estaca pré-fabricada de concreto, realizado com 7 e 9 dias após sua cravação, que visava comprovar que a mesma estava tendo redução de sua capacidade de carga (relaxação), pois a base da mesma encontrava-se assentada em um depósito de silte argiloso sob uma obra localizada na cidade de Americana/SP.

De acordo com a documentação consultada em (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000), a estaca tinha diâmetro de 26cm, comprimento de aproximadamente 16,4m, obtido pela aplicação da (Eq. 4.10) ao gráfico da Figura II.8, módulo de elasticidade de 31,7GPa

O perfil característico do solo pode ser observados na Figura III.5, através de resultados de SPT e CPT. Apesar de não haver o diagrama de cravação, na documentação consta que a base da estaca estava assentada a uma profundidade em torno de 15,0m em um depósito de silte argiloso, o que justifica a preocupação com o fenômeno da relaxação, que ocorre em areias finas densas, siltes inorgânicos e argilas rijas devido à equalização da poropressão negativa que ali pode ocorrer durante a cravação. O resultado do ensaio de cone (CPT) mostra que a partir de 10,8m de profundidade, quando se inicia o primeiro depósito de silte argiloso, há gradativo aumento da resistência total, muito mais devido ao aumento da resistência lateral da estaca que devido ao aumento da resistência de ponta da mesma.

Na documentação é indicado que foram feitos ECDs com três quedas de um martelo de 20,0kN, a alturas diferentes, porém na tabela resumo do ensaio eram apontados somente os resultados completos para a os ensaios de recravação de 7 e 9 dias, sempre com a altura de queda do martelo em 0,80m.

Os resultados do método CAPWAPC®, assim como os valores de campo da nega e repique encontram-se na Tabela 5.5, bem como os resultados obtidos pela aplicação das fórmulas de Janbu, (Eq. 4.8), e Hiley, (Eq. 4.9), e os fatores dinâmicos obtidos através da (Eq. 4.1)

Tabela 5.5 - Dados coletados e resultados obtidos para a obra 5.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	H (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
REC7	0,80	16,0	7,2	45	474	0,0140	0,0050	0,0090	0,0140	757,9	1,599	394,8	0,833
REC9	0,80	16,0	8,1	51	558	0,0155	0,0060	0,0095	0,0155	753,5	1,350	392,5	0,703

Novamente, não se justificam o cálculo dos fatores médios e a elaboração do gráfico, pois não se tem os dados referentes aos demais golpes dos ensaios.

5.1.6 Obra 6.

Os dados da obra 6 referem-se a ECD de 2 estacas pré-fabricadas de concreto, que compõem as fundações de um conjunto residencial de cinco edifícios em Taubaté/SP. As estacas têm diâmetro de 23,0cm, comprimentos respectivos de $L_A=9,5\text{m}$ e $L_B=14,9\text{m}$, obtidos pela aplicação da (Eq. 4.10) aos gráficos das Figura II.9 e Figura II.10, módulo de elasticidade de 33,5GPa e velocidade de propagação de onda de 3700m/s, ambas resultados de soldagens de elementos menores.

O perfil geotécnico característico pode ser observado na Figura III.6, assim como a previsão de capacidade de carga pelo método de Décourt & Quaresma (1982). Na Figura III.7 é apresentado o diagrama de cravação, através do qual pode-se observar que a estaca “A” foi cravada até uma profundidade em torno de 9,0m, em uma formação xistosa assentada horizontalmente, enquanto que a estaca “B” atingiu uma profundidade próxima a 14,5m, em uma camada de argila xistosa dura. Em ambos os casos, a resistência começou a aumentar rapidamente a partir dos 5,0m de profundidade, onde tem início a camada de formação xistosa. A cota de assentamento inicialmente prevista era de 14,0m de forma a garantir um carregamento máximo de 620kN.

Tabela 5.6 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “A” da obra 6.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	H (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	8,0	2,6	33	578	0,0073	0,0030	0,0040	0,0070	520,0	0,900	363,3	0,629
2	0,60	12,0	6,4	53	698	0,0114	0,0060	0,0055	0,0115	731,4	1,048	511,0	0,732
3	0,80	16,0	9,4	59	720	0,0148	0,0090	0,0050	0,0140	817,4	1,135	571,1	0,793
4	1,00	20,0	13,5	68	742	0,0187	0,0130	0,0050	0,0180	871,0	1,174	608,5	0,820

Cada estaca foi submetida a um ECD feito com 4 quedas de um martelo com 20kN de peso, em alturas diferentes e crescentes entre 0,4m e 1,0m, com as respectivas negas e

repiques devidamente medidas. Os dados obtidos pela instrumentação foram analisados pelo método CAPWAPC® e encontram-se relacionados nas Tabela 5.6 e Tabela 5.7.

Nestas tabelas também estão relacionados os dados coletados em campo para ambas as estacas, assim como os resultados calculados pelas formulações de Janbu (Eq. 4.8) e Hiley (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos calculados de acordo com a (Eq. 4.1).

Tabela 5.7 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “B” da obra 6.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	8,0	3,4	43	950	0,0076	0,0000	0,0060	0,0060	1133,3	1,193	650,3	0,684
2	0,60	12,0	4,9	41	1080	0,0097	0,0000	0,0090	0,0090	1088,9	1,008	624,8	0,578
3	0,80	16,0	7,3	46	1424	0,0108	0,0000	0,0110	0,0110	1327,3	0,932	761,5	0,535
4	1,00	20,0	10,2	51	1712	0,0145	0,0010	0,0130	0,0140	1360,0	0,794	780,3	0,456

Os fatores dinâmicos médios calculados são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,06$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,74$ para a estaca “A” e $\bar{\mu}_{Janbu} = 0,98$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,56$ para a estaca “B”.

Nas Figura IV.4 e Figura IV.5 podemos observar o comportamento dos resultados obtidos para as formulações de Janbu e Hiley comparadas ao resultado do CAPWAP®.

5.1.7 Obra 7.

Os dados da obra 7 referem-se a ECD de 2 estacas pré-fabricadas de concreto, que compõem as fundações de uma instalação industrial situada na cidade de Americana/SP. As estacas têm diâmetro de 26,0cm, módulo de elasticidade de 33,5GPa e velocidade de propagação de onda de 3700m/s, ambas resultados de soldagens de elementos menores. Os comprimentos das estacas são respectivamente de $L_A=16,7m$ e $L_B=14,9m$, obtidos pela aplicação da (Eq. 4.10) aos gráficos das Figura II.11 e Figura II.12.

O perfil geotécnico característico da obra pode ser observado na Figura III.8, não havendo referências à previsão de capacidade de carga da estaca. Através do diagrama de cravação da Figura III.9, pode-se observar que a estaca “A” foi cravada até uma profundidade em torno de 15,0m em um camada de silte argiloso, pouco arenoso de consistência rija a dura. Não há na documentação consultada o diagrama de cravação da estaca “B”, porém, baseado no comprimento calculado para a mesma, pode-se afirmar que esta estaca também teve sua base assentada sobre uma camada de silte argiloso, pouco arenoso.

Cada estaca foi submetida a um ECD feito com 3 quedas de um martelo com 20kN de peso, em alturas crescentes, com as respectivas negas e repiques devidamente medidas adequadamente.

Tabela 5.8 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “A” da obra 7.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,60	12,0	5,1	43	490	0,0102	0,0040	0,0080	0,0120	637,5	1,301	308,9	0,630
2	0,80	16,0	7,5	47	540	0,0137	0,0060	0,0090	0,0150	714,3	1,323	346,1	0,641
3	1,00	20,0	10,2	51	580	0,0165	0,0060	0,0100	0,0160	927,3	1,599	449,3	0,775

Nas Tabela 5.8 e Tabela 5.9 podemos encontrar relacionados os resultados gerados pelo CAPWAPC®, os valores das negas e repiques elásticos coletados em campo de modo adequado, os resultados das resistências dinâmicas à cravação calculados pelas (Eq. 4.8) e (Eq. 4.9), além dos valores dos coeficientes dinâmicos para as Fórmulas de Janbu e Hiley, calculados de acordo com a (Eq. 4.1), para as duas estacas analisadas.

Tabela 5.9 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “B” da obra 7.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	8,0	5,2	65	520	0,0088	0,0030	0,0090	0,0120	693,3	1,333	355,7	0,684
2	0,60	12,0	8,0	67	570	0,0114	0,0020	0,0100	0,0120	1142,9	2,005	586,3	1,029
3	0,80	16,0	10,5	66	630	0,0133	0,0050	0,0110	0,0160	1000,0	1,587	513,0	0,814

Os fatores dinâmicos médios calculados são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu}=1,16$ e $\bar{\mu}_{Hiley}=0,94$ para a estaca “A” e $\bar{\mu}_{Janbu}=1,41$ e $\bar{\mu}_{Hiley}=0,68$ para a estaca “B”. O comportamento dos resultados para as formulações dinâmicas de Janbu e Hiley, em comparação com os resultados do CAPWAPC® pode ser visto nas Figura IV.6 e Figura IV.7.

5.1.8 Obra 8.

Os dados da obra 8 são referentes a ECDs realizados em estacas escavadas moldadas “in loco”, sendo duas por hélice contínua monitorada (estacas “A” e “B”) e uma estaca raiz (estaca “C”). Tais estacas fazem parte das fundações de uma indústria situada no município de Mauá/SP.

Por serem estacas escavadas moldadas “in loco”, os comprimentos $L_A=13,5\text{m}$, $L_B=14,4\text{m}$ e $L_C=23,5\text{m}$ das mesmas foram obtidos diretamente da documentação, não sendo

necessário a aplicação da (Eq. 4.10) sobre os gráficos de força e velocidade resultantes da análise CAPWAPC® das Figura II.13, Figura II.14 e Figura II.15.

Os diâmetros nominais das estacas são respectivamente $\phi_A=50,0\text{cm}$, $\phi_B=60,0\text{cm}$ e $\phi_C=31,0\text{cm}$; as velocidades de propagação de onda fornecidas pelo método CAPWAPC® são respectivamente de $v_A=3300,0\text{m/s}$, $v_B=3300,0\text{m/s}$ e $v_C=3100\text{m/s}$; e os módulos de elasticidade são $E_A=26,7\text{GPa}$, $E_B=26,7\text{GPa}$ e $E_C=23,5\text{GPa}$.

De acordo com o perfil geotécnico representativo da obra, mostrado na Figura III.10, as estacas “A” e “B” estão com suas bases assentadas no início de uma camada de pedregulhos finos, médios e grossos com areia média, fina e grossa argilosa, enquanto que a estaca “C” tem sua ponta assentada em uma camada de areia fina argilosa, pouco siltosa, compacta.

Tabela 5.10 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “A” da obra 8.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E_{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R_{Janbu} (kN)	μ_{Janbu}	R_{Hiley} (kN)	μ_{Hiley}
1	0,20	12,0	0,4	3	520	0,0013	0,0000	0,0013	0,0013	615,4	1,183	318,5	0,612
2	0,40	24,0	2,9	12	1300	0,0029	0,0000	0,0029	0,0029	2000,0	1,538	1035,1	0,796
3	0,60	36,0	6,0	17	1810	0,0045	0,0000	0,0045	0,0045	2666,7	1,473	1380,1	0,762
4	0,80	48,0	11,4	24	2410	0,0062	0,0000	0,0062	0,0062	3677,4	1,526	1903,2	0,790
5	1,00	60,0	16,1	27	2740	0,0076	0,0010	0,0066	0,0076	3744,2	1,366	1937,7	0,707

Os resultados obtidos através do método CAPWAPC®, bem como as medições de campo relativas às negas e repiques elásticos relativos às três estacas encontram-se relacionadas nas Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12.

Tabela 5.11 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “B” da obra 8.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E_{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R_{Janbu} (kN)	μ_{Janbu}	R_{Hiley} (kN)	μ_{Hiley}
1	0,40	24,0	5,0	21	1800	0,0040	0,0010	0,0030	0,0040	2000,0	1,111	838,3	0,466
2	0,60	36,0	13,0	36	2700	0,0061	0,0030	0,0031	0,0061	2857,1	1,058	1197,6	0,444
3	0,80	48,0	20,0	42	2900	0,0078	0,0040	0,0038	0,0078	3389,8	1,169	1420,9	0,490
4	1,00	60,0	26,0	43	3200	0,0086	0,0050	0,0036	0,0086	3823,5	1,195	1602,6	0,501
5	1,20	72,0	35,0	49	3300	0,0103	0,0060	0,0037	0,0097	4458,6	1,351	1868,8	0,566
6	1,40	84,0	41,0	49	3500	0,0114	0,0060	0,0054	0,0114	4712,6	1,346	1975,3	0,564
7	1,60	96,0	53,0	55	3700	0,0133	0,0080	0,0053	0,0133	4976,5	1,345	2085,9	0,564
8	1,80	108,0	62,0	57	3800	0,0144	0,0090	0,0054	0,0144	5299,1	1,395	2221,2	0,585

Os resultados para resistências á cravação de Janbu e Hiley, obtidos pelas (Eq. 4.8) e (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos para estas formulações, obtidos pela (Eq. 4.1) também encontram-se relacionados nestas tabelas.

Tabela 5.12 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “C” da obra 8.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,20	12,0	0,9	8	410	0,0025	0,0000	0,0025	0,0025	720,0	1,756	439,9	1,073
2	0,40	24,0	3,1	13	760	0,0060	0,0000	0,0060	0,0060	1033,3	1,360	631,3	0,831
3	0,60	36,0	4,9	14	860	0,0068	0,0000	0,0068	0,0068	1441,2	1,676	880,4	1,024
4	0,80	48,0	7,1	15	1070	0,0090	0,0000	0,0090	0,0090	1577,8	1,475	963,9	0,901
5	1,00	60,0	10,0	17	1400	0,0113	0,0000	0,0113	0,0113	1769,9	1,264	1081,3	0,772

Os fatores dinâmicos médios calculados são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,14$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,59$ para a estaca “A”, $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,25$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,52$ para a estaca “B”, e $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,27$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 0,78$ para a estaca “C”.

5.1.9 Obra 9.

Os dados desta obra são relativos a um ECD realizado em duas estacas tubulares metálicas, integrantes da fundação de um galpão industrial no município de Cubatão/SP. São estacas circulares de 14”x3/16” (diâmetro externo $\phi_{Ext}=35,56\text{cm}$ e diâmetro interno $\phi_{Int}=34,61\text{cm}$), com módulo de elasticidade de 21,0GPa e velocidade de propagação de onda de 5122m/s.

Os comprimentos das estacas são dados na documentação e correspondem a $L_A=18,0\text{m}$, $L_B=28,0\text{m}$, não sendo necessário a aplicação da (Eq. 4.10) sobre os gráficos de força e velocidade resultantes da análise CAPWAPC® das Figura II.16 e Figura II.17.

O perfil geotécnico representativo da obra encontra-se na Figura III.11, onde é possível observar a existência de uma camada superior de argila orgânica cinza, indo até a profundidade de 33,4m, abaixo da qual existe uma camada de areia argilosa até a profundidade de 52,0m, onde encontra-se uma camada impenetrável. Na documentação analisada não há o diagrama de cravação destas estacas, porém considerando seus comprimentos e o perfil geotécnico, ambas estão assentadas na camada de argila orgânica, ou seja, em solo mole.

Nas Tabela 5.13 e Tabela 5.14 estão relacionados, para as duas estacas, os resultados obtidos através do método CAPWAPC® assim como os dados referentes às negas e repiques elásticos coletados em campo.

Tabela 5.13 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “A” da obra 9.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	11,2	4,5	40	600	0,0118	0,0040	0,0070	0,0110	600,0	1,000	581,6	0,969
2	0,60	16,8	7,7	46	490	0,0162	0,0090	0,0070	0,0160	616,0	1,257	597,1	1,219
3	0,80	22,4	11,0	49	420	0,0228	0,0170	0,0070	0,0240	536,6	1,278	520,2	1,238
4	1,00	28,0	14,0	50	410	0,0278	0,0230	0,0070	0,0300	528,3	1,289	512,1	1,249

Nestas tabelas também estão relacionados os resultados para as resistências à cravação obtidos pelas formulas dinâmicas de Janbu (Eq. 4.8) e Hiley (Eq. 4.9), assim como os fatores dinâmicos obtidos pela aplicação da (Eq. 4.1) aos valores calculados das resistências.

Tabela 5.14 - Dados coletados e resultados obtidos para a estaca “B” da obra 9.

ENSAIO	CAPWAPC®						CAMPO			RESULTADOS			
	h (m)	E _{apl} (kN.m)	EMX (kN.m)	η %	RMX (kN)	DMX (m)	s (m)	k (m)	DMX (m)	R _{Janbu} (kN)	μ _{Janbu}	R _{Hiley} (kN)	μ _{Hiley}
1	0,40	11,2	5,4	48	620	0,0129	0,0002	0,0130	0,0132	806,0	1,300	768,3	1,239
2	0,60	16,8	10,1	60	840	0,0174	0,0020	0,0150	0,0170	1063,2	1,266	1013,4	1,206
3	0,80	22,4	13,0	58	960	0,0203	0,0020	0,0190	0,0210	1130,4	1,178	1077,6	1,122
4	1,00	28,0	15,9	57	1070	0,0228	0,0030	0,0210	0,0240	1177,8	1,101	1122,7	1,049
5	1,20	33,6	20,8	62	1220	0,0257	0,0050	0,0230	0,0280	1260,6	1,033	1201,7	0,985
6	1,40	39,2	25,9	66	1360	0,0284	0,0060	0,0230	0,0290	1480,0	1,088	1410,8	1,037

Os fatores dinâmicos médios calculados são respectivamente $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,21$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 1,17$ para a estaca “A”, e $\bar{\mu}_{Janbu} = 1,16$ e $\bar{\mu}_{Hiley} = 1,11$ para a estaca “B”.

5.2 Análises

Os resultados obtidos anteriormente foram resumidos na Tabela 5.15, organizados em função da obra às quais se referem os dados analisados. Apesar do ensaio descrito na obra 5 ter sido realizado em uma única estaca, o mesmo é lançado duas vezes, pois tratam-se de duas recravações feitas em momentos distintos. Assim é possível analisar os resultados isolados de cada um dos ensaios, mesmo sendo executados na mesma estaca.

Tabela 5.15 - Tabela resumo dos resultados obtidos.

Obra	Estaca	Solo	μ_{Janbu}	μ_{Hiley}
1	A	AREIA ARGILOSA	1,069	0,897
2	A	AREIA ARGILOSA	1,401	0,922
3	A	ARGILA ARENOSA	1,095	0,882
4	A	ARGILA PLÁSTICA DURA VERDE	1,016	0,572
4	B	ARGILA PLÁSTICA DURA VERDE	1,543	0,869
4	C	ARGILA PLÁSTICA DURA VERDE	1,200	0,676
4	D	ARGILA PLÁSTICA DURA VERDE	0,921	0,519
5	REC7	SILTE ARGILOSO	1,599	0,833
5	REC9	SILTE ARGILOSO	1,350	0,703
6	A	FORMAÇÃO XISTOSA	1,064	0,744
6	B	FORMAÇÃO XISTO ARGILOSA	0,982	0,563
7	A	SILTE ARGILOSO	1,408	0,682
7	B	SILTE ARGILOSO	1,642	0,842
8	A	ARGILA ARENOSA	1,140	0,590
8	B	ARGILA ARENOSA	1,246	0,522
8	C	AREIA FINA ARGILOSA	1,274	0,778
9	A	ARGILA ORGÂNICA MOLE	1,206	1,169
9	B	ARGILA ORGÂNICA MOLE	1,161	1,107

A partir da Tabela 5.15 já é possível fazer as seguintes constatações:

- Os fatores dinâmicos associados à Fórmula de Janbu possuem valores geralmente acima de 1, o que significa dizer que os valores obtidos para a resistência dinâmica das estacas através desta fórmula em geral são superiores aos valores das resistências estáticas obtidos pelas análises CAPWAPC®, ou seja, a capacidade de carga pode estar sendo superestimada.
- Os fatores dinâmicos associados à fórmula de Hiley possuem valores geralmente abaixo de 1, o que equivale a dizer que os valores da resistência dinâmica obtidos por esta fórmula são inferiores aos valores de resistência estática obtidos pelas análises CAPWAPC®, ou seja, a fórmula de Hiley apresenta resultados subestimados da capacidade de carga das estacas, o que pode ser entendido como “ir a favor da segurança”.
- Para o mesmo tipo de solo existem variações dos valores obtidos para os coeficientes dinâmicos de Janbu e Hiley.

Considerando apenas os dados relativos às estacas pré-moldadas de concreto, obtidos dos dados das obras de 1 a 7, foi elaborada a Tabela 5.16, que organiza os resultados em função do tipo de solo nos quais as estacas estava assentadas, identificando os menores e os maiores valores de cada um dos fatores dinâmicos para o tipo de solo.

Tabela 5.16 - -Valores dos fatores dinâmicos em função do solo.

Tipo de Solo	μ_{Janbu}		μ_{Hiley}	
	Min	Max	Min	Max
Areia argilosa	1,069	1,401	0,897	0,922
Argila arenosa	1,095		0,882	
Argila plástica dura verde	0,921	1,543	0,519	0,869
Formação xistosa	0,982	1,064	0,563	0,744
Silte Argiloso	1,350	1,642	0,682	0,842

5.2.1 Fator dinâmico para a fórmula de Janbu

(BERNARDES, 1989) propõe que para a fórmula de Janbu, o fator dinâmico é função do tipo de solo no qual a estaca está assentada, pois a partir de um mesmo sistema de cravação de estaca, podem ocorrer variações da resistência dinâmica em função do tipo de solo no qual a base da estaca está assentada. Ainda para o mesmo tipo de solo, o fator dinâmico seria dado por uma faixa de valores como apresentando na Tabela 5.17 (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000) apud (BERNARDES, 1989).

Tabela 5.17 – Valores de μ para a fórmula de Janbu, (BERNARDES, 1989).

Tipo de Solo	μ_{Janbu}
Areia	1,00 a 1,15
Areia Siltosa	1,15 a 1,25
Silte Arenoso	1,20 a 1,45
Argila Siltosa	1,40 a 1,70
Argila	1,70 a 2,10

Como na (Eq. 4.1) o valor previsto para RMX é inversamente proporcional ao fator dinâmico usado, mesmo que os dois trabalhos tenham resultados obtidos de solos diferentes, porém ainda assim é possível estabelecer uma comparação entre os resultados, em especial nos casos das areias e das argilas presentes nas Tabela 5.16 e Tabela 5.17, e quando analisamos μ_{Janbu} .

No caso da estaca estar assentada em formação xistosa, como na obra 6, $\mu_{Janbu} \approx 1,0$, o que significa que os resultados obtidos pela fórmula de Janbu são praticamente coincidentes com os resultados obtidos pela análise CAPWAPC®. Isso se deve basicamente ao fato destes solos serem extremamente resistentes, o que inclusive dificulta muito a cravação das estacas.

Quando a estaca esta assentada sobre silte argiloso os valores encontrados para o fator dinâmico encontram-se muito bem delimitados por uma faixa de largura semelhante à do silte arenoso apresentado na Tabela 5.17, porém com valores em torno de 12% superiores, o

que seria plenamente esperado, uma vez que os siltes argilosos possuem capacidade de carga geralmente inferior aos siltes arenosos, o que pode ser mostrado de forma simples.

Supondo que duas estacas iguais foram cravadas na mesma profundidade, porém uma assentada em silte argiloso e a outra em silte arenoso, e que após um ECD, a resistência dinâmica de ambas foi calculada em campo através da fórmula de Janbu como sendo de $R_{u_{Janbu}} = 100kN$. Através da (Eq. 4.1), usando o fator $\mu_{Janbu} = 1,35$ para a estaca apoiada em silte argiloso, obtemos a previsão de $RMX = 74,07kN$, e usando o fator $\mu_{Janbu} = 1,20$ para a estaca apoiada em silte arenoso obtemos a previsão de $RMX = 83,33kN$ o que é condizente com o comportamento esperado destes solos.

De modo análogo, pode-se perceber claramente que os resultados previstos para RMX de uma estaca assentada em areia argilosa podem ser inferiores aos previstos para RMX de uma estaca assentada em areia siltosa, quando calculados pela (Eq. 4.1) utilizando os fatores dinâmicos apontados nas Tabela 5.16 e Tabela 5.17 para μ_{Janbu} , assim como ocorre entre areia siltosa e areia pura. Tais resultados são condizentes com o fato de que a presença de argila nas areias pode comprometer sua resistência o que justifica que o valor máximo obtido para μ_{Janbu} de areias argilosas sejam aproximadamente 21% maior que o valor máximo de μ_{Janbu} para areias puras

A mesma linha de raciocínio pode ser aplicada às argilas, porém considerando que quanto mais pura e plástica for a argila, menor será sua resistência. Assim, é de se esperar que argilas arenosas ofereçam resistências maiores que as oferecidas pelas argilas siltosas, que por sua vez ofereçam resistências maiores que as oferecidas pelas argilas puras e as argilas plásticas. Pode ser observado que os fatores dinâmicos obtidos neste trabalho, comparados com os fatores apresentados por (BERNARDES, 1989), levam a previsões de RMX condizentes com o esperado para os diversos tipos de solos argilosos considerados.

5.2.2 Fator dinâmico para a fórmula de Hiley

Essencialmente a fórmula de Hiley é a fórmula de Janbu multiplicada por um fator que é função dos pesos do martelo e da estaca, além do coeficiente de restituição, como pode ser visto na (Eq. 4.9), onde este fator é identificado como r_w na planilha utilizada para este trabalho. Como o coeficiente de restituição tem um valor sempre abaixo de 1, o fator r_w é sempre menor que 1.

Consequentemente, para um ECD realizado com várias quedas do martelo, em energias crescentes, os valores obtidos para μ_{Hiley} serão sempre proporcionais aos valores obtidos para μ_{Janbu} por um mesmo fator.

Assim, as considerações feitas para μ_{Janbu} no que se refere à previsão de RMX através da (Eq. 4.1) também são válidas para μ_{Hiley} .

5.2.3 Fatores dinâmicos obtidos para as estacas moldadas “In Loco”.

Em uma primeira análise, pode-se afirmar que é possível se calcular a resistência dinâmica destas fundações através das formulas de Janbu e Hiley, e determinar os fatores dinâmicos para tais fundações, relacionando-os ao tipo de solo. Porém uma análise mais criteriosa dos dados das Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12, assim como de algumas características destas estacas pode indicar outro cenário.

Como dito anteriormente, as fórmulas de Janbu e Hiley são derivadas do princípio da conservação da energia e da Lei do Choque de Newton, e utilizam as medidas da nega (s) e do repique elástico (k) como variáveis de cálculo. De acordo com o mostrado na (Eq. 3.1), a determinação da resistência à cravação está condicionada à medida da nega; não havendo nega, não há trabalho; não havendo trabalho, toda a energia aplicada pelo martelo deve ter sido dissipada de alguma forma.

Nas Tabela 5.10 (referente a uma estaca Hélice Contínua Monitorada) e Tabela 5.12 (referente à estaca raiz), pode-se observar que a sequencia de golpes aplicados resultou em uma sequencia de negas zeradas (inexistência de deslocamento da estaca no solo) com repiques elásticos crescentes. O fato do repique elástico não ser nulo, faz com que os denominadores das fórmulas dinâmicas analisadas sejam diferentes de zero, o que permite calcular “matematicamente” um valor para R_u , porém este valor não pode ser entendido como resistência dinâmica à cravação pelo simples fato de não ter havido “cravação”. Além disso, o comportamento de repiques elásticos crescentes com a energia aplicada, associados a negas nulas é indicativo de ruptura estrutural das estacas.

Outro fator importante a ser considerado especificamente com relação à estaca raiz: tais estacas não são passíveis de deslocamentos ao sofrerem golpes.

Com relação à segunda estaca do tipo Hélice Contínua Monitorada, a mesma apresenta registro de negas diferentes de zero e repiques, porém quando se examina o comportamento dos repiques em função das negas, percebe-se claramente que ocorre uma

estabilização dos valores dos repiques na medida em que as negas aumentam gradativamente, o que caracteriza uma tendência de ruptura geotécnica da estaca. Esta ruptura pode ser explicada pelo fato de não ter sido formada corretamente a ponta da estaca, o que ocorre com alguma frequência neste tipo de fundação.

Portanto, o uso das fórmulas dinâmicas para se determinar a resistência dinâmica de estacas moldadas “in loco” não é recomendável, mesmo que se use instrumentação para se medir a energia efetiva aplicada pelo martelo.

5.2.4 Fatores dinâmicos obtidos para a estaca metálica em argila orgânica mole.

Na Tabela 5.13 podemos notar claramente que para a estaca metálica tubular, ocorre uma diminuição da carga mobilizada associada a um significativo aumento das negas na medida em que a energia de cravação aumenta, enquanto que os repiques elásticos permanecem constantes. Considerando que o solo sobre o qual a estaca está apoiada é uma argila orgânica mole, tal comportamento é perfeitamente explicável. A resistência de alguns tipos de argilas saturadas, entre as quais as orgânicas, pode variar negativamente com o aumento da pressão axial a elas aplicada, devido a condições não drenadas, o que inviabiliza o uso das formulações de Janbu e Hiley para a determinação da resistência dinâmica em fundações estaca assentadas neste tipo de solo.

Nos gráficos das Figura IV.11 e Figura IV.12, podemos observar um comportamento que se deve ao material da estaca. As fundações estacas metálicas são significativamente mais leves que as equivalentes em concreto. Com isso o fator r_w utilizado para calcular a resistência dinâmica pela fórmula de Hiley fica muito próximo de 1,00. Com isso, os valores obtidos pelas formulações de Janbu e Hiley praticamente se sobrepõem, como pode ser observado nos gráficos mencionados.

5.2.5 Aplicação das Fórmulas e dos Fatores Dinâmicos.

Ao ser efetuado um ensaio de carregamento dinâmico de recravação, ou mesmo de cravação de estaca pré-moldada de concreto, os dados coletados pela instrumentação ficam armazenados no PDA, ou mais comumente no PAK, de forma que o engenheiro responsável pelo ensaio somente terá acesso a algumas informações, entre elas o valor de EMX, a energia máxima efetivamente aplicada à estaca pelo martelo e que pode ser usada para fazer uma primeira estimativa dos valores de resistência à cravação das estacas.

Como vimos anteriormente, sabendo o valor de EMX, a cota de assentamento da estaca, e o tipo de solo onde a mesma está assentada, e os registros de nega e repique, é possível se calcular R_u através de qualquer uma das fórmulas, e através da aplicação do fator dinâmico apropriado, ter uma estimativa razoável de RMX, que será posteriormente obtido no escritório a partir da leitura dos dados do PDA. Assim, o engenheiro poderá tomar em campo decisões como interromper a cravação de uma estaca, ou continuar cravando-a com maior segurança.

6 CONCLUSÕES

Através da retro análise de nove ensaios de carregamento dinâmico (ECDs), foi possível identificar alguns valores para os fatores dinâmicos μ_{Janbu} e μ_{Hiley} , que aplicados aos valores de resistência dinâmicos respectivamente obtidos pelas fórmulas de Janbu e Hiley, aproximam estes valores aos possíveis resultados de resistência estática obtidos pelo método CAPWAPC®.

As fórmulas dinâmicas sofrem diversas críticas, principalmente por causa da necessidade de se estimar a energia efetivamente (EMX) transmitida pelo sistema de cravação à estaca. Em contrapartida, os ECDs com auxílio de PDA tem se tornado ao longo dos últimos anos uma ferramenta importante na tomada de decisões com relação às fundações estaca pré-moldadas, principalmente devido à instrumentação aplicada à estaca.

Esta mesma instrumentação pode oferecer às formulações dinâmicas valores precisos de EMX, eliminando os erros associados às estimativas e tornando os resultados destas muito mais confiáveis, mesmo considerando que a fórmula de Janbu superestima a resistência, enquanto que a fórmula de Hiley a subestima. Os fatores μ aqui estudados fazem exatamente a correção destas resistências para os valores obtidos pelo método CAPWAPC® considerado o mais preciso na atualidade. Estes fatores, por sua vez estão associados aos diversos tipos de solos encontrados, levando os resultados das fórmulas dinâmicas a resultados condizentes com o esperado.

A utilização destes fatores, em conjuntos com as respectivas fórmulas dinâmicas podem se tornar importante ferramenta de análise e tomada de decisões em campo a respeito do controle de estaqueamento de uma obra, com a vantagem de ser rápido e econômico, não necessitando de outros equipamentos que não sejam as instrumentações para o ECD.

A partir dos resultados animadores obtidos através da retro análise neste trabalho, pode-se sugerir que outros estudos sejam feitos, com maior número de obras, e abrangendo o maior número possível de tipos de solos, de forma a tornar ainda mais exatos e precisos os valores dos fatores dinâmicos.

BIBLIOGRAFIA

- ALVES, A. M. L.; LOPES, F. R.; DANZIGER, B. R. Métodos dinâmicos para previsão e controle do comportamento de estacas cravadas. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio de Janeiro, n. 4, p. 12-21, Abril 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 08800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 06122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010.
- BERNARDES, G. P. **Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand**. Universidade de Trondheim. Noruega. 1989.
- CHELLIS, R.. **Pile Foundations**. 2. ed. [S.l.]: McGraw-Hill Book Company, Inc., 1961. 704 p.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: CENGAGE Learning, 2007. 559 p.
- FOLQUE, J. Um Esboço da História da Mecânica dos Solos. **Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**, Lisboa, n. 63, 64, 66, 67 e 69, 1991 a 1993.
- GEOFORTE. **Geoforte Fundações**. Disponível em: <<http://www.geoforte.com.br/geofortebkp/interna.php>>. Acesso em: 14 out. 2012.
- GONÇALVES, C. et al. **Controle de Fundações Profundas Através de Métodos Dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: [s.n.], 2000. 253 p.
- GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. P.; NEVES, L. F. S. **Estacas Pré-Fabricadas de Concreto - Teoria e Prática**. 1. ed. São Paulo: [s.n.], 2007. 590 p.
- GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. P.; NEVES, L. F. S. **Estacas Pré-Fabricadas de Concreto - Teoria e Prática**. 1. ed. São Paulo: [s.n.], v. 2, 2012. 590 p.
- HACHICH, W. et al. (Eds.). **Fundações - Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. 751 p.
- MOREIRA MAIA, C. M. et al. Execução de Fundações Profundas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 9, p. 329-407.

- NÁPOLES NETO, A. D. F. História das Fundações. In: HACHICH, W., et al. **Fundações - Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 1, p. 17-50.
- SMITH, E. A. Pile driving analysis by the wave equation. **JSMFD**, v. 86, n. SM4, p. 35-61, 1960.
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Concepção de Obras de Fundação. In: HACHICH, W., et al. **Fundações - Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 6, p. 211-226.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações - Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, v. Único, 2010. 568 p.

ANEXO I. ABNT NBR 06122/2010

Anexo D (normativo)

Estacas pré-moldadas de concreto – Procedimento executivo

D.1 Introdução

Este anexo tem por objetivo:

- a) descrever os procedimentos executivos;
- b) complementar o item 8;
- c) especificar os insumos; e
- d) detalhar as diretrizes construtivas.

D.2 Características gerais

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, com qualquer forma geométrica da seção transversal, devendo apresentar resistência compatível com os esforços de projeto e decorrentes do transporte, manuseio, cravação e a eventuais solos agressivos.

Para a finalidade desta Norma, as estacas pré-fabricadas são consideradas como peças pré-moldadas, dentro do conceito da ABNT NBR 9062.

D.3 Equipamento

A cravação de estacas pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes, tanto estruturais quanto acessórias, em perfeito estado a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação e deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista sem danificá-la. Para essa finalidade, o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda é mais eficiente do que o uso de martelos mais leves e com grande altura de queda.

A folga do martelo e do capacete não deve ser superior a 3,0 cm em relação às guias do equipamento. O formato do capacete deverá ser adequado à seção da estaca e possuir superfície de contato plana, com encaixes com folga inferior a 3,0 cm, sendo periodicamente verificadas e corrigidas eventuais irregularidades. Suas dimensões externas devem ser compatíveis com as do martelo, de forma que a carga transmitida seja centrada.

Quando a cravação for executada com martelo de queda livre devem ser observadas as seguintes condições:

- a) peso do martelo não inferior a 20 kN;
- b) peso do martelo no mínimo igual a 75% peso total da estaca;
- c) peso do martelo não inferior a 40 kN para estacas com carga de trabalho entre 0,7 MN e 1,3 MN;
- d) para estacas cuja carga de trabalho seja superior a 1,3 MN, a escolha do sistema de cravação deve ser previamente analisado.

No uso de martelos automáticos ou vibratórios, devem ser seguidas as recomendações dos fabricantes.

D.4 Cravação

O armazenamento e o içamento de estacas pré-moldadas na obra devem obedecer às prescrições do fabricante que deve disponibilizar todas as informações necessárias para evitar fissuramento excessivo ou quebra das estacas.

No caso em que a cota de arrasamento estiver abaixo da cota do plano de cravação, pode-se utilizar um elemento suplementar, denominado “prolonga” ou “suplemento”. O comprimento do suplemento deve ser limitado a 2,50 m.

Para cravação de estacas através de terrenos resistentes podem ser empregadas pré-perfurações (sustentadas ou não) ou auxiliadas por jato d'água ("lançamento"). Neste caso, o eventual desconfinamento deve ser considerado no projeto. De qualquer maneira a cravação final deve ser feita sem influência deste recurso.

O sistema de cravação deve ser dimensionado de modo que as tensões de compressão durante a cravação sejam limitadas a 85% da resistência nominal do concreto, menos a protensão se for o caso. No caso de estacas protendidas, as tensões de tração devem ser limitadas a 90% do valor da protensão mais 50% da resistência nominal do concreto à tração, e no caso de estacas armadas as tensões de tração devem ser limitadas a 70% da tensão de escoamento do aço utilizado na armadura. Estes limites podem ser aumentados em 10% caso sejam feitas medições das tensões durante a cravação. Devem também ser observadas as recomendações do item 8.5.

D.5 Critérios de aceitação das estacas

O fabricante de estacas pré-moldadas deve apresentar resultados de ensaios de resistência do concreto nas várias idades. Em cada estaca deve constar a data de sua moldagem.

D.6 Emendas

As estacas pré-moldadas de concreto podem ser emendadas, desde que resistam a todas as solicitações que nelas ocorram durante o manuseio, a cravação e a utilização da estaca. As emendas devem ser através de anéis soldados ou outros dispositivos que permitam a transferência dos esforços de compressão, tração (mesmo durante a cravação) e flexão, não se permitindo o uso de luvas de simples encaixe. Deve-se garantir, ainda, a axialidade dos elementos emendados.

O topo do elemento inferior, quando danificado, deve ser recomposto e a cravação só pode ser retomada após o tempo necessário à cura da recomposição.

D.7 Comprimento mínimo para aproveitamento

É permitido o aproveitamento das sobras de estacas resultantes da diferença entre a estaca efetivamente levantada e a estaca arrasada, desde que se atenda simultaneamente a:

- a) corte do elemento aproveitado seja feito de modo a manter a ortogonalidade da seção em relação ao seu eixo longitudinal,
- b) se tenha um comprimento mínimo de 2,0 metros,
- c) seja utilizado apenas um segmento de sobra por estaca,
- d) a sobra seja sempre o primeiro elemento a ser cravado.

D.8 Nega, repique e diagrama de cravação.

A nega deve ser medida em todas as estacas.

Pode ser obtido o traçado do repique elástico para cada golpe aplicado ao topo da estaca durante o desenvolvimento do ensaio, atendendo-se às condições de segurança e à ABNT-NBR-13.208.

Em cada estaqueamento deve-se elaborar o diagrama de cravação em pelo menos 10% das estacas, sendo obrigatoriamente incluídas aquelas mais próximas aos furos de sondagem.

Há terrenos que têm comportamento de relaxação e outros de cicatrização. Para sua identificação é recomendada a determinação de nega descansada (alguns dias após o término da cravação). A relaxação ou cicatrização variam de poucas horas para os solos não coesivos a até alguns dias para os solos argilosos. Quando a nova nega for superior à obtida no final da cravação, as estacas devem ser recravadas.

Quando a nova nega for inferior à obtida ao final da cravação, deve-se limitar o número de golpes para não causar danos à estaca. Neste caso a nega originalmente especificada deverá ser reavaliada.

D.9 Preparo de cabeça e ligação com o bloco de coroamento

No caso de estacas com concreto danificado abaixo da cota de arrasamento deve-se fazer a demolição do trecho comprometido e recompô-lo até esta cota. Estacas cujo topo resulte

abaixo da cota de arrasamento prevista devem ser emendadas fazendo-se a transpasse da armadura. O material a ser utilizado na recomposição deve apresentar resistência não inferior à do concreto da estaca.

O topo da estaca, acima da cota de arrasamento, deve ser demolido. A seção resultante deverá ser plana e perpendicular ao eixo da estaca e a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos.

Na demolição devem ser utilizados ponteiros trabalhando com pequena inclinação, para cima, em relação à horizontal para estacas cuja área seja inferior a 380 cm^2 . O uso de marteletes leves (Potência < 1000 Watts) é permitido para seções de 380 cm^2 a 900 cm^2 . O uso de marteletes maiores fica limitado a estacas cuja área seja superior a 900 cm^2 . O acerto final do topo das estacas demolidas deverá ser

sempre efetuado com o uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada.

D.10 Registros da execução

Deve ser preenchida, para cada estaca, a ficha de controle devendo constar as seguintes informações:

- a. identificação da obra e local, e nome do contratante e executor
- b. data da cravação e/ou recravação, quando houver;
- c. identificação ou número da estaca, com as datas e horário de início e término da cravação;
- d. comprimentos cravado e útil das estacas;
- e. composição dos elementos utilizados;
- f. peso do martelo e altura de queda para a determinação da nega,
- g. suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- h. características do pré-furo, quando houver;
- i. intervalo de tempo decorrido na cravação;
- j. características geométricas da estaca;
- k. cotas do terreno e de arrasamento;
- l. características do suplemento utilizado, tipo e comprimento;
- m. desaprumo e desvio de locação;
- n. características e identificação do equipamento de cravação;
- o. negas e repiques ao final de cravação e na recravação, quando houver;
- p. especificação dos materiais e insumos utilizados;
- q. deslocamento e levantamento de estacas por efeito de cravação de estacas vizinhas;
- r. observações e anormalidades de execução.

ANEXO II. Gráficos de Força e Velocidade fornecidos pelo CAPWAPC®.

Obra 1.

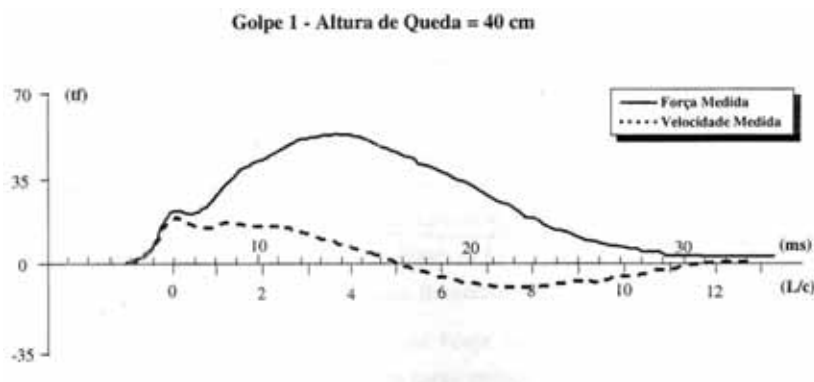


Figura II.1 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da obra 1.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Obra 2.

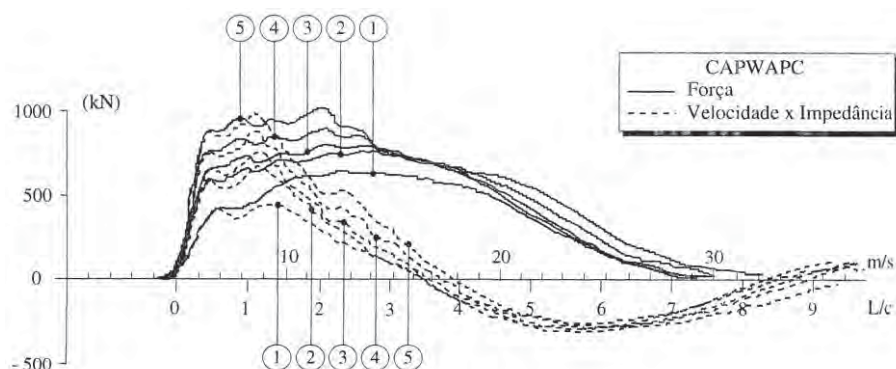


Figura II.2 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da obra 2.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Obra 3.

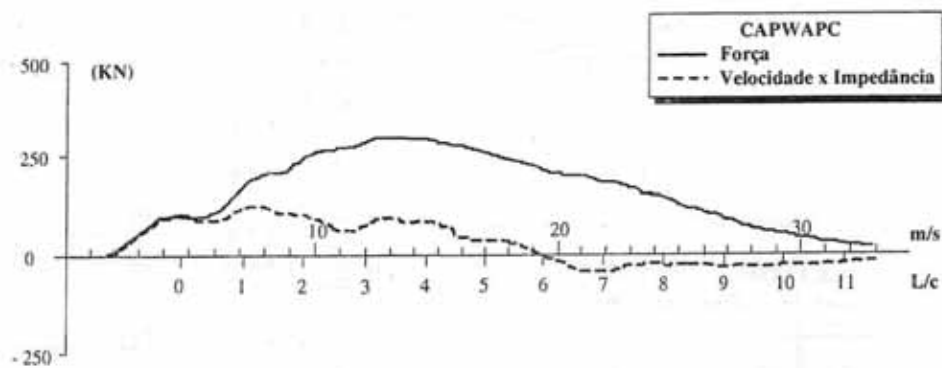


Figura II.3 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da obra 3.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Obra 4.

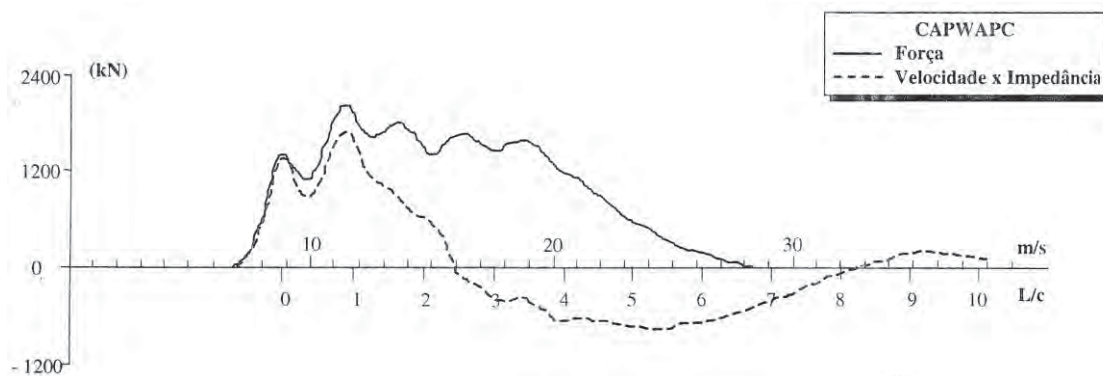


Figura II.4 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca "A" da obra 4.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

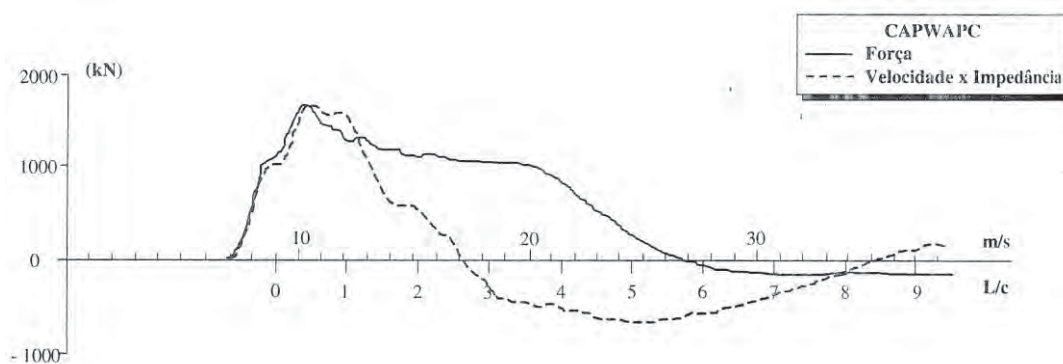


Figura II.5 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca "B" da obra 4.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

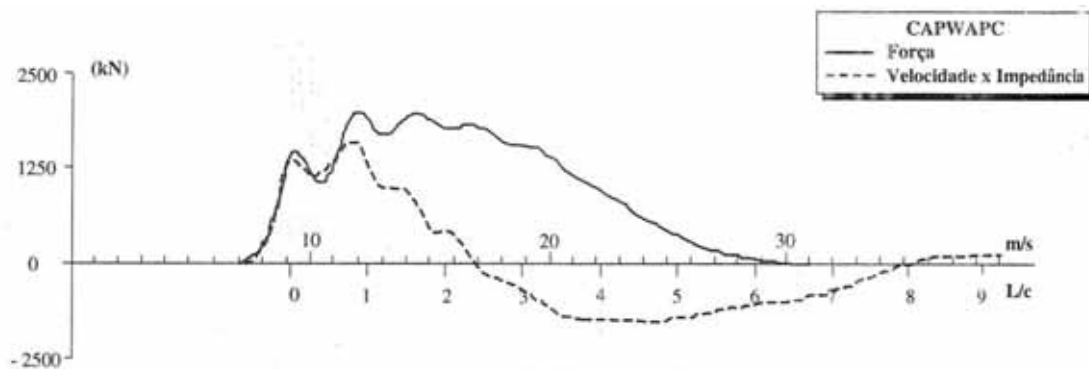


Figura II.6 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca "C" da obra 4.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

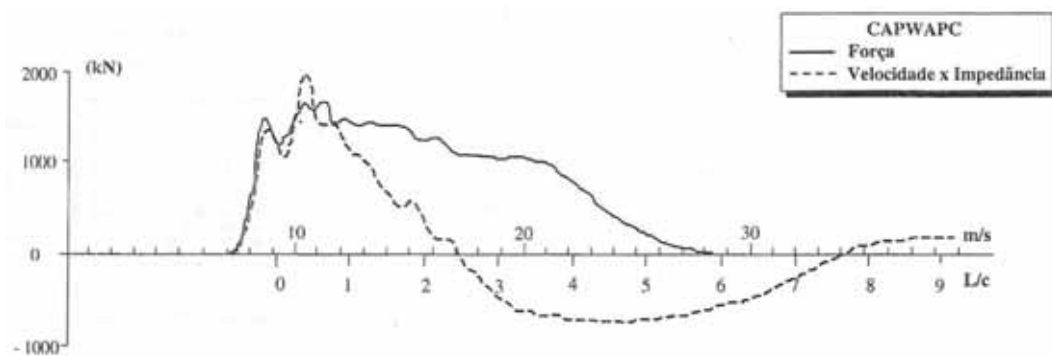


Figura II.7 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca "D" da obra 4.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Obra 5.



Figura II.8 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da obra 5.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Obra 6.

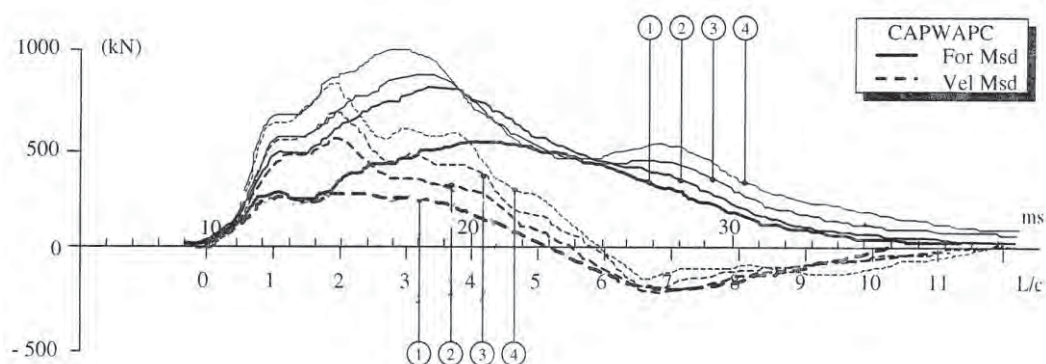


Figura II.9 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca "A" da obra 6.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

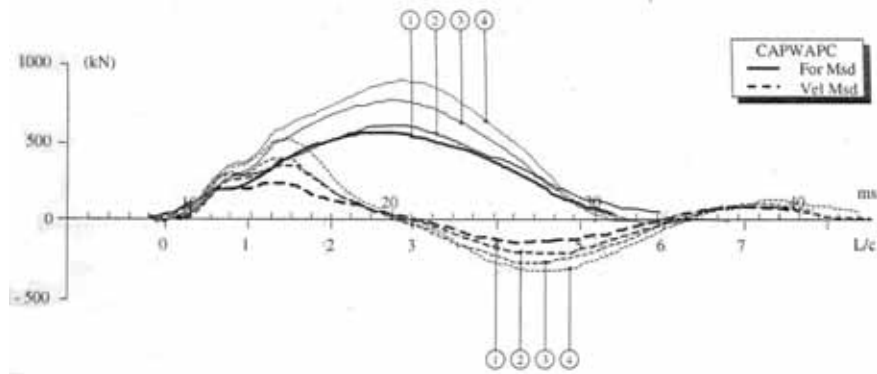


Figura II.10 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “B” da obra 6.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000).

Obra 7.

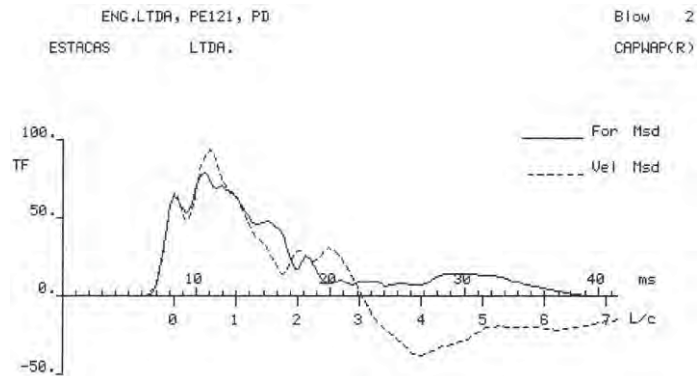


Figura II.11 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “A” da obra 7.
Fonte: Relatório de ECD.

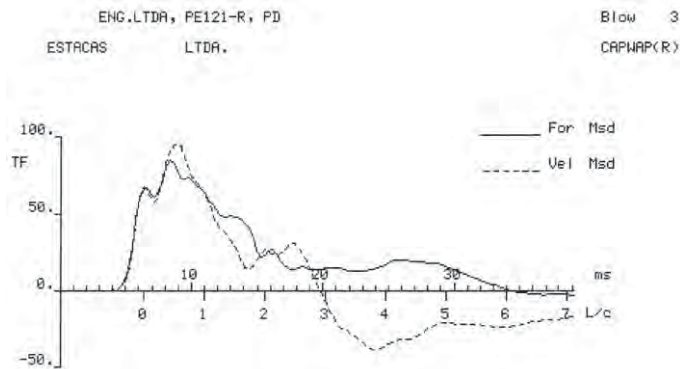


Figura II.12 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “B” da obra 7.
Fonte: Relatório de ECD.

Obra 8.

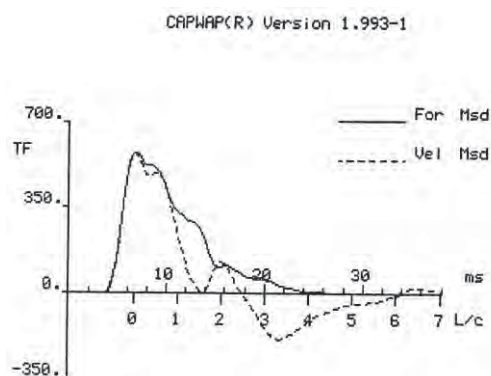


Figura II.13 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “A” da obra 8.
Fonte: Relatório de ECD.

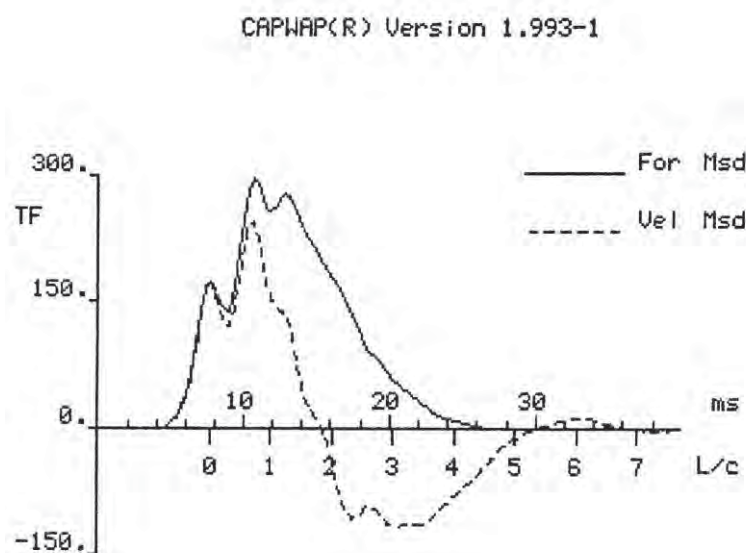


Figura II.14 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “B” da obra 8.
Fonte: Relatório de ECD.

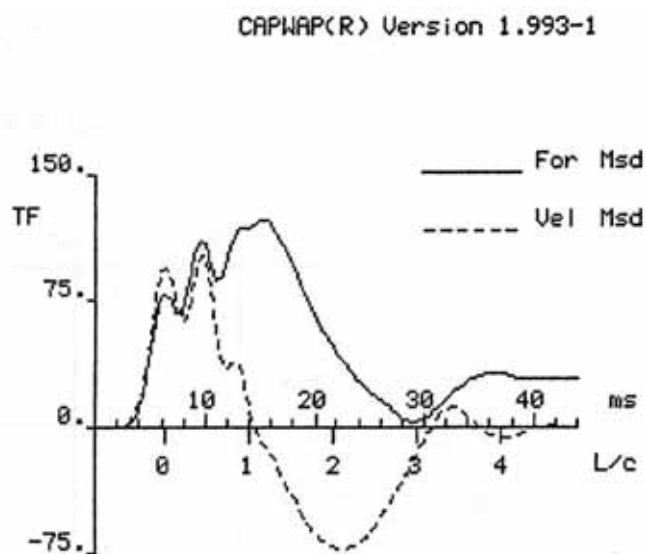


Figura II.15 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “C” da obra 8.
Fonte: Relatório de ECD.

Obra 9.

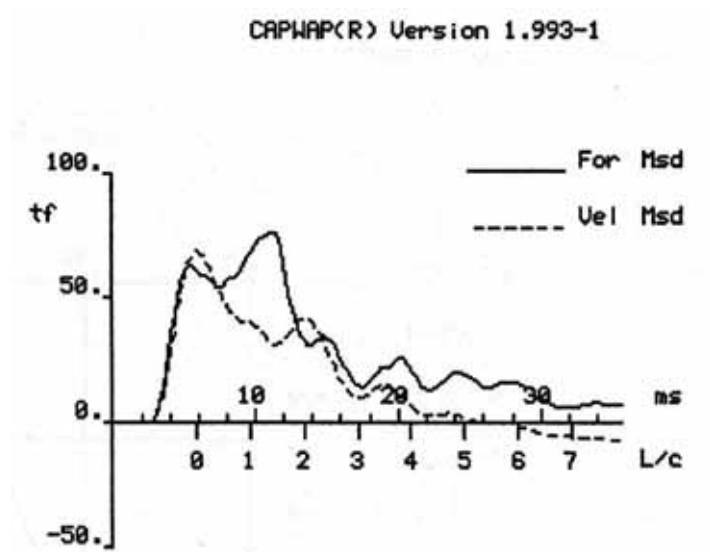


Figura II.16 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “A” da obra 9.
Fonte: Relatório de ECD.

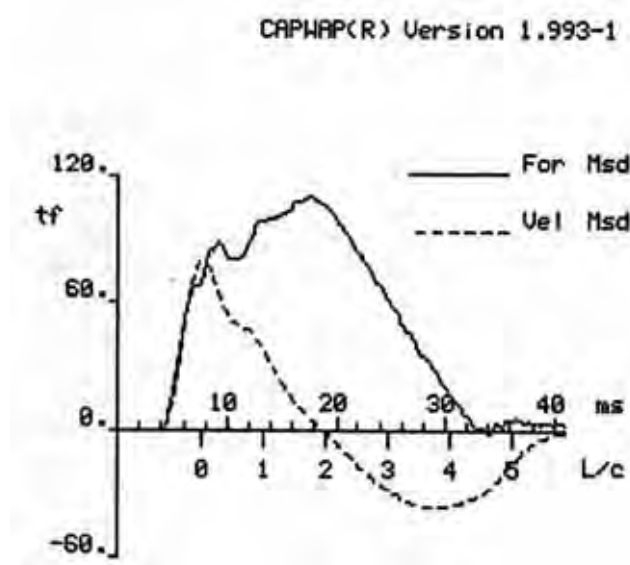


Figura II.17 - Curva de força e velocidade resultantes do CAPWAPC® da estaca “B” da obra 9.
Fonte: Relatório de ECD.

ANEXO III. Perfís geotécnicos representativos.

Obra 1.

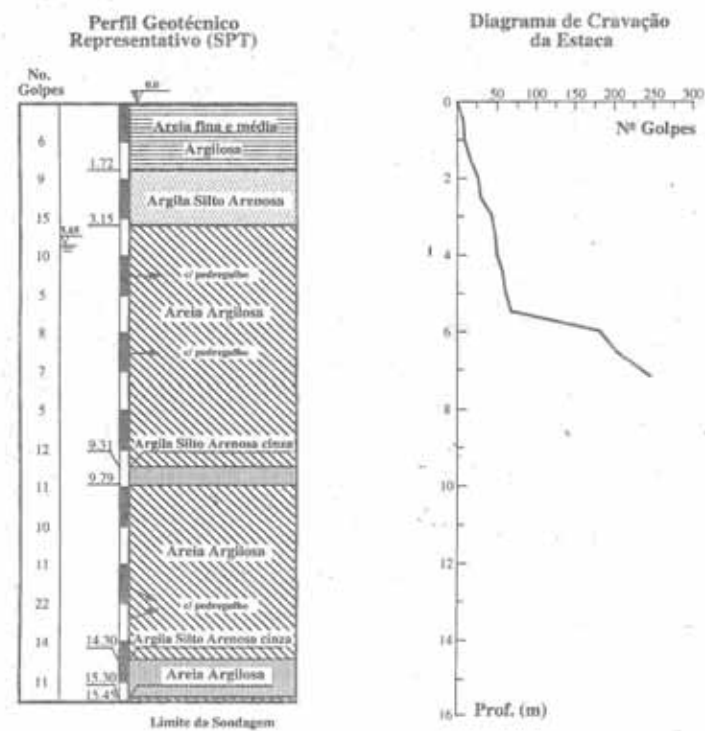


Figura III.1 – Perfil geotécnico e diagrama de cravação da obra 1.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000)

Obra 2.

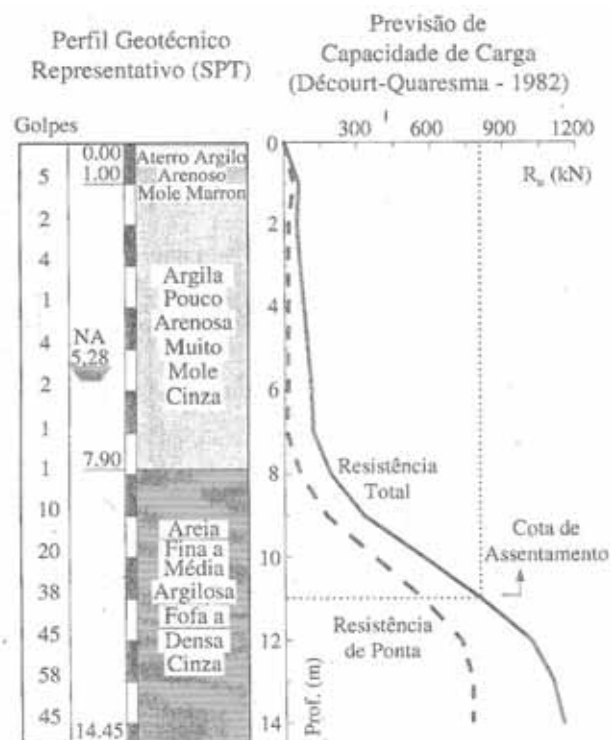


Figura III.2 – Perfil geotécnico e diagrama de cravação da obra 2.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000)

Obra 5.

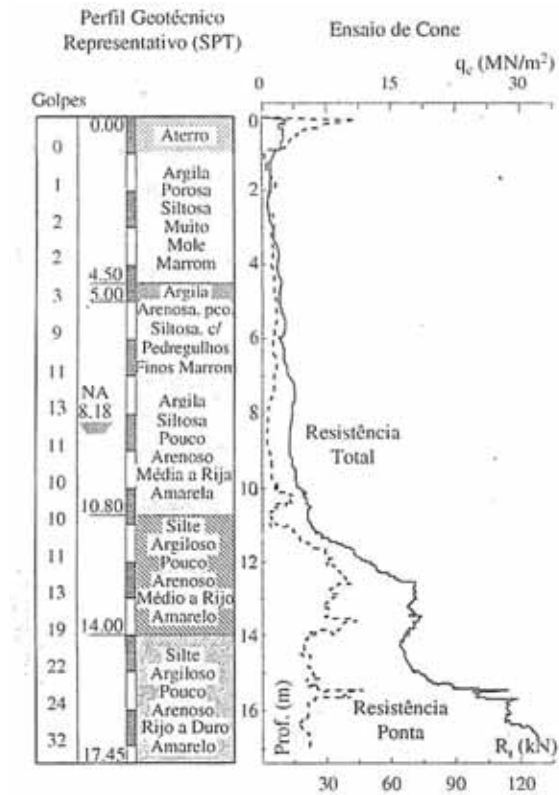


Figura III.5 - Perfil geotécnico e diagrama de cravação da obra 5.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, et al., 2000)

Obra 6.

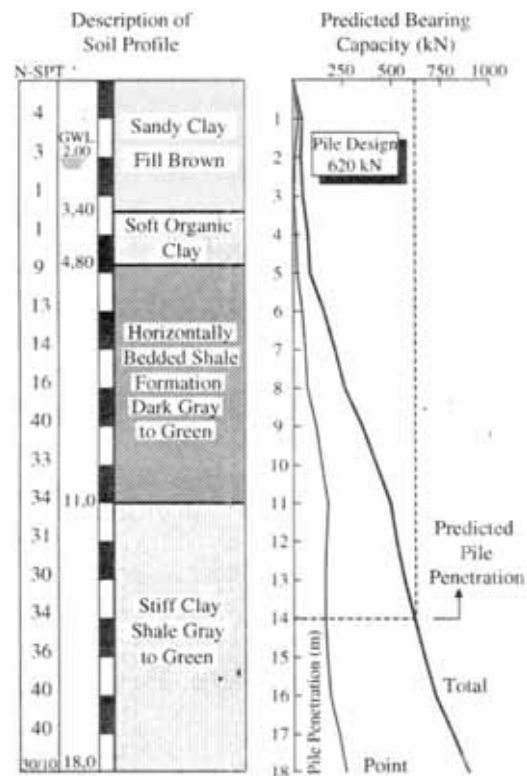


Figura III.6 - Perfil geotécnico e previsão de capacidade de carga da obra 6.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, et al., 2000)

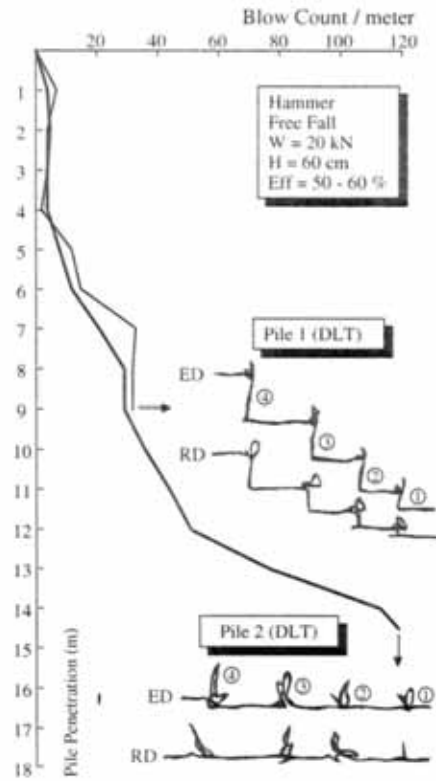


Figura III.7 - Diagrama de cravação da obra 6.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000)

Obra 7.

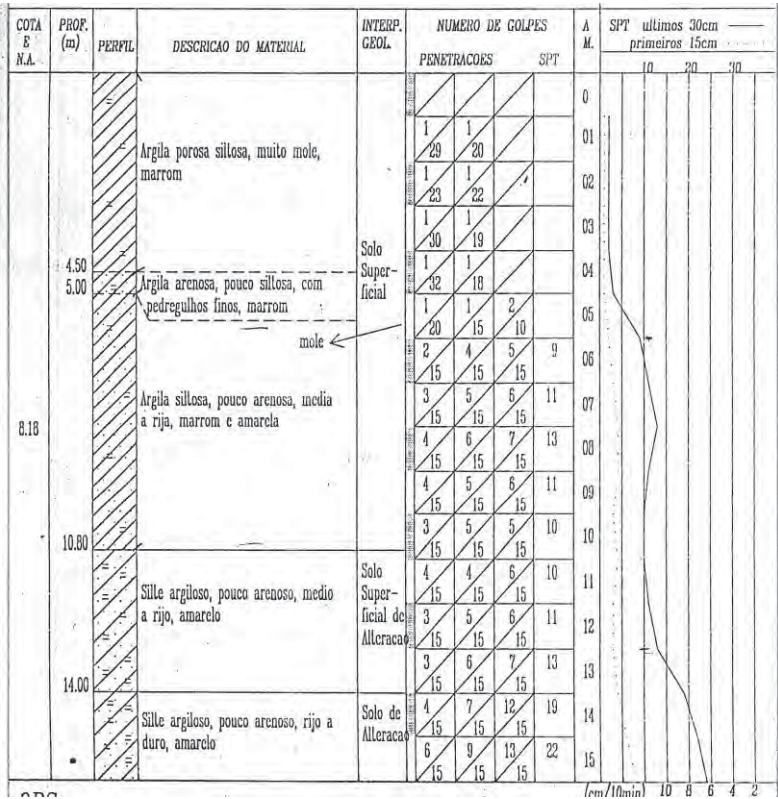


Figura III.8 – Perfil geotécnico da obra 7.
Fonte: Relatório de ECD.

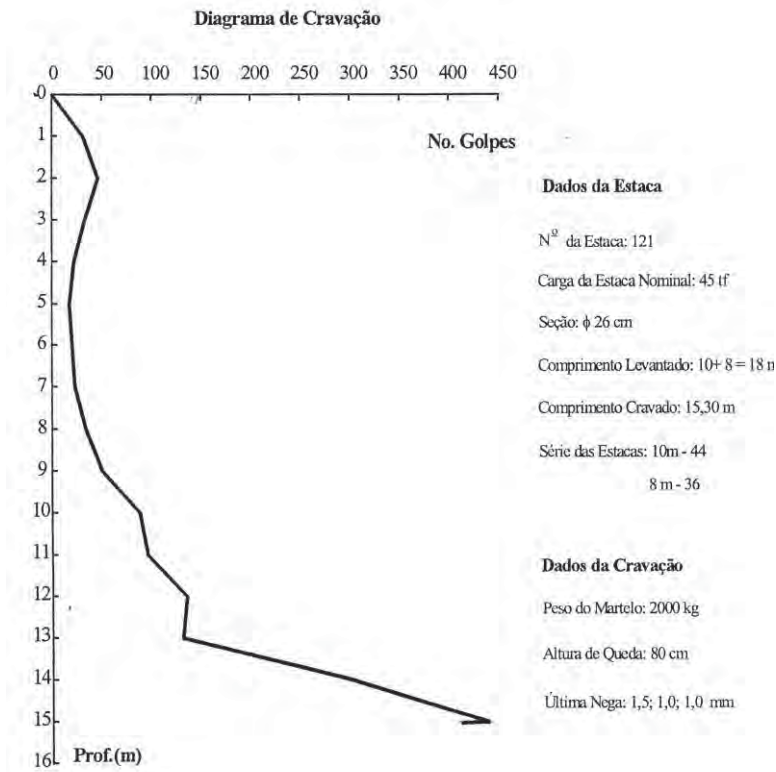


Figura III.9 - Diagrama de cravação da estaca "A" da obra 7.
Fonte: (GONÇALVES, ANDREO, *et al.*, 2000)

Obra 8.

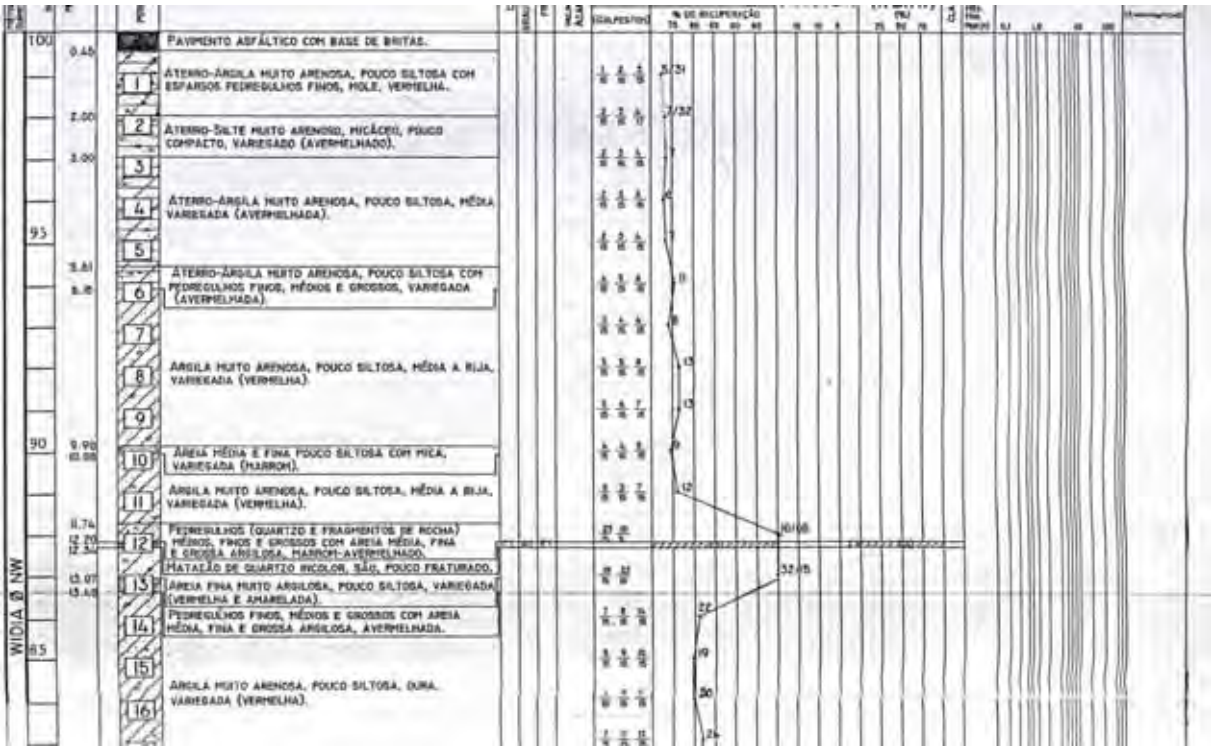


Figura III.10 - Perfil geotécnico da obra 8.
Fonte: Relatório de ECD.

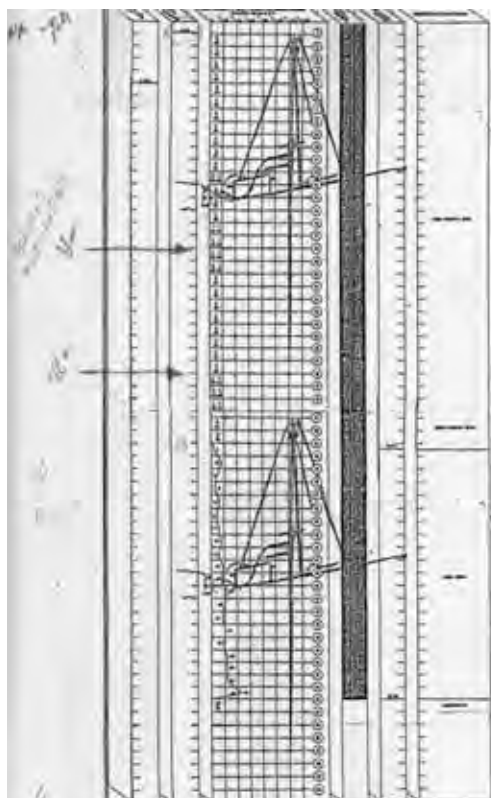
Obra 9.

Figura III.11 - Perfil geotécnico da obra 9.
Fonte: Relatório de ECD.

ANEXO IV. Gráficos de carga mobilizada x deslocamento do topo da estaca.

Obra 1.

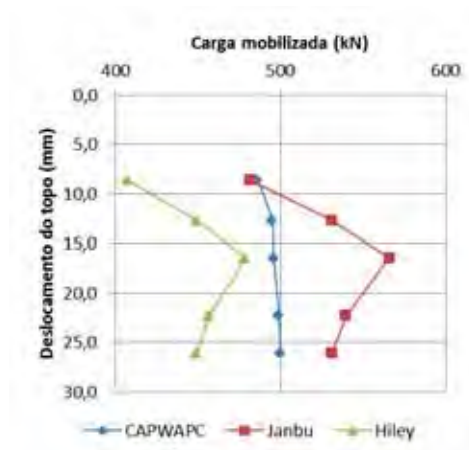


Figura IV.1 – Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da obra 1.

Obra 2.

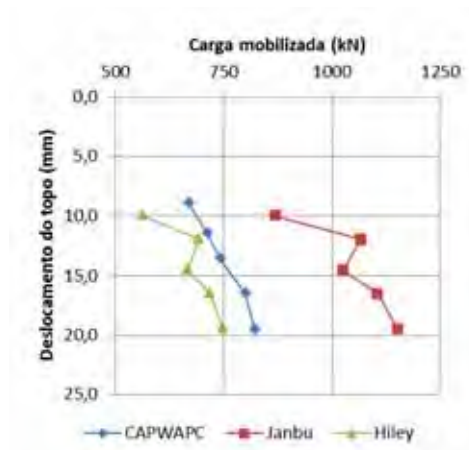


Figura IV.2 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da obra 2.

Obra 3.

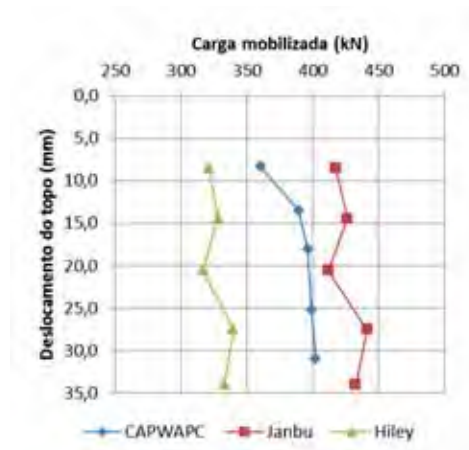


Figura IV.3 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da obra 3.

Obra 6

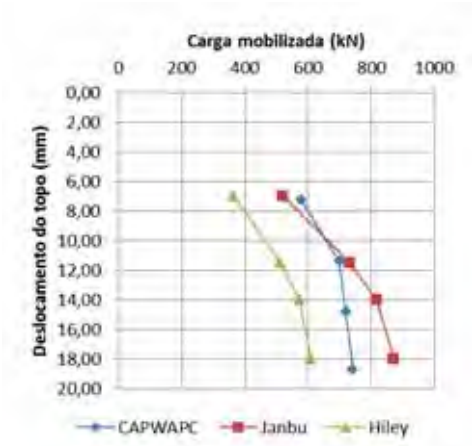


Figura IV.4 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "A" da obra 6.

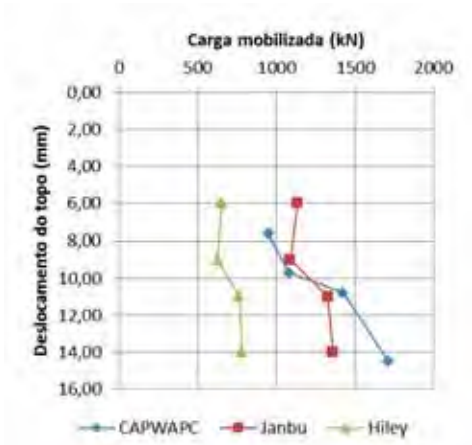


Figura IV.5 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "B" da obra 6.

Obra 7

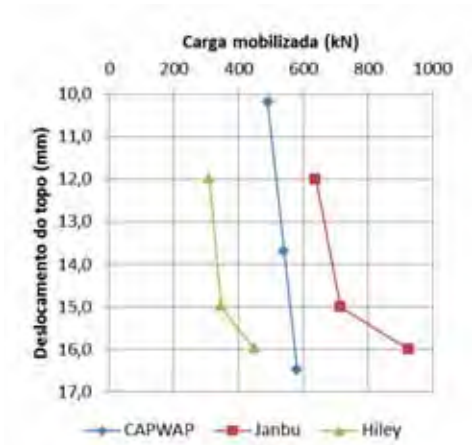


Figura IV.6 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "A" da obra 7.

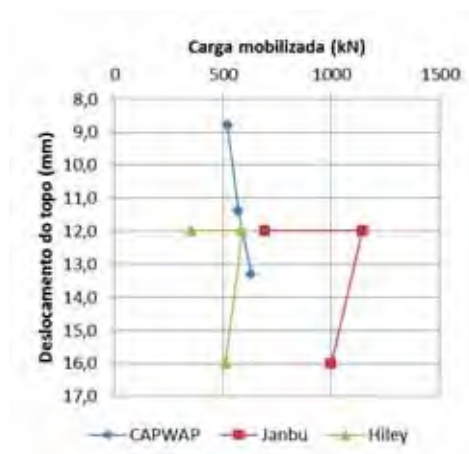


Figura IV.7 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "A" da obra 7.

Obra 8

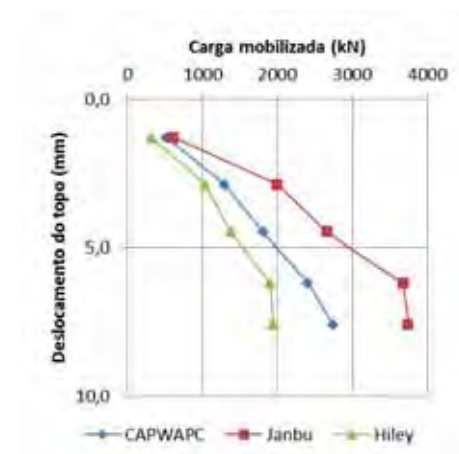


Figura IV.8 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "A" da obra 8.

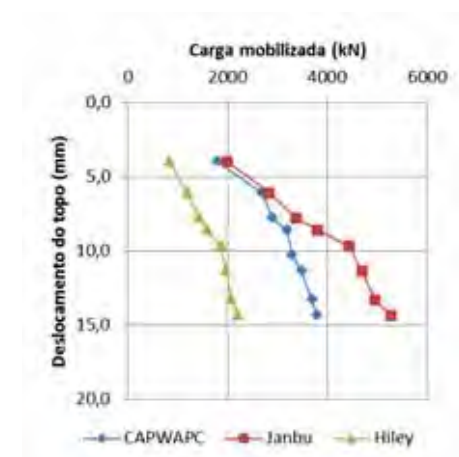


Figura IV.9 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "B" da obra 8.

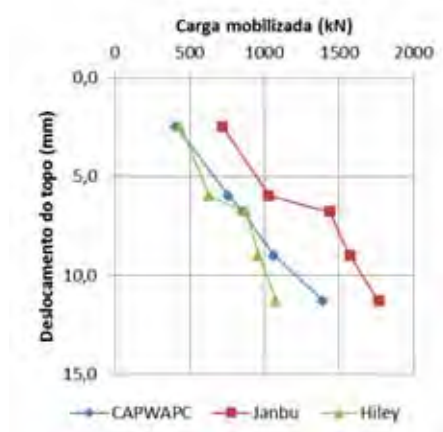


Figura IV.10 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "C" da obra 8.

Obra 9

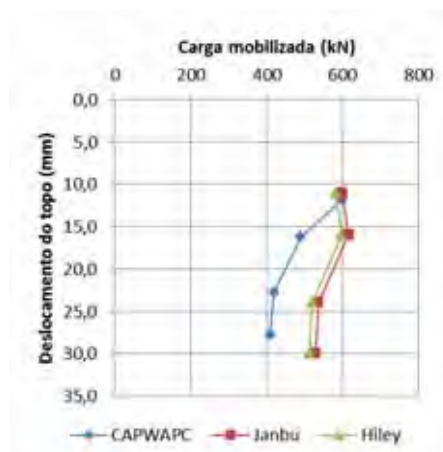


Figura IV.11 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "A" da obra 9.

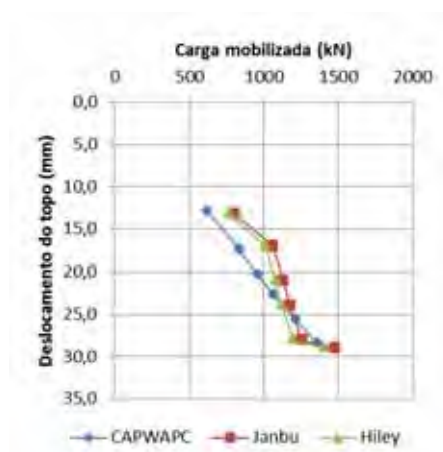


Figura IV.12 - Resultados das fórmulas dinâmicas e CAPWAPC® da estaca "B" da obra 9.