

UNIVERSIDADE
CATÓLICA
DE PERNAMBUCO



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO

UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO – UNICAP

PROREITORIA ACADÊMICA – PRAC

CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS NO COMPLEXO DE SUAPE

Eng. Thiago de Moraes Silva

RECIFE – PERNAMBUCO – BRASIL

ABRIL 2011

THIAGO DE MORAES SILVA

ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS NO COMPLEXO DE SUAPE

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como requisito parcial, exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Tecnologia das Construções, orientada pelo Professor Joaquim Teodoro Romão de Oliveira.

RECIFE – PERNAMBUCO – BRASIL

ABRIL 2011

- S586e Silva, Thiago de Moraes
Ensaio de carregamento dinâmico em estacas no complexo de Suape / Thiago de Moraes Silva ; orientador Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, 2011.
76 f. : il.
- Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco. Pró-Reitoria Acadêmica. Curso de Mestrado em Engenharia Civil, 2011.
1. Fundações (Engenharia). 2. Materiais - Testes. 3. Engenharia civil. I. Título.

CDU 624.15

THIAGO DE MORAES SILVA

ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS NO COMPLEXO DE SUAPE

Dissertação de Mestrado submetido ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Tecnologia das Construções.

Avaliado por:

Prof. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
(Orientador – Dr. – UNICAP)

Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira
(Examinador interno – Dr. – UNICAP)

Prof. Alexandre Duarte Gusmão
(Examinador externo- Dr. – UPE)

Data: ABRIL 2011

Recife

**Dedico este trabalho,
Ao meu Pai Ivaldo e minha Mãe Ladneide,
Aos meus irmãos Pablo e Dyhêgo,
A minha esposa Keylla
Por todo amor, paciência, incentivo,
compreensão, admiração
e inspiração.**

AGRADECIMENTOS

A Deus na pessoa do seu filho Jesus, pois ele me deu tudo aquilo que precisava para realizar este trabalho (Sabedoria, oportunidade e recursos), a Ele sejam dados toda honra e louvor para todo o sempre.

Ao Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão pela orientação, disponibilidade, amizade, confiança e incentivo.

Ao Prof. Dr. Silvio Romero pelos conselhos, sugestões e amizade.

Aos amigos Leonardo, Luciana, Marcio, Flavia, Bernardo, Guedes, Edvaldo, Alexandre, Fabiano, Jair, Antônio Fernandes, Francisco, Clodoveu, Eduardo, Jhonath e Everaldo pela torcida, apoio e ajuda. Inclusive todos aqueles que não citei mas que de alguma forma contribuíram diretamente ou indiretamente.

Aos amigos do Mestrado Adelmo, Antônio, Carlos, Célio, Clério, Eugênio, Jesus, Paulo, Thiago Rosa e Virginia pelo convívio, amizade e companheirismo.

Em especial aos meus pais, esposa e avó (Amenayde), pois vocês em nenhum momento duvidaram do meu potencial e sempre foram fonte de inspiração para mim. Sou grato pelo amor, carinho, compreensão nas ausências e apoio contínuo, durante todo esse tempo.

Às empresas Consórcio CBPO-OAS e Estaleiro Atlântico Sul pelo fornecimento dos resultados.

Às empresas Geomec Engenheiros e Consultores e a Rincent BTP Brasil pelo fornecimento dos relatórios (discussões/comentários sobre o assunto).

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	viii
LISTA DE SÍMBOLOS	ix
RESUMO	x
ABSTRACT	xi
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Cenário Econômico de Pernambuco	1
1.2 Localização	2
1.3 Justificativa	3
1.4 Objetivos	3
1.5 Estrutura da Dissertação	4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Classificação das Fundações	5
2.2 Conceituação de Estacas	6
2.2.1 Tipos de Estacas	6
2.2.1.1 Concreto Pré-Moldado	6
2.2.1.2 Hélice Contínua	6
2.3 Capacidade de Carga	7
2.3.1 Métodos Semi-Empíricos	8
2.3.1.1 Aoki e Velloso (1975)	8
2.3.1.2 Décourt (1996)	10
2.3.2 Provas de Carga	11
2.3.2.1 Ensaio de Carregamento Estático (PCE)	11
2.3.2.2 NBR 6122/2010: Projeto e Execução de Fundações	12
2.3.2.3 Método Davisson (1972)	13
2.3.2.4 Método Terzaghi (1942)	14
2.3.2.5 Método De Beer (1967)	14
2.3.3 Métodos Dinâmicos	14
2.3.3.1 Fórmulas Dinâmicas	14
2.3.3.2 O Modelo Smith (1960)	16
2.3.3.3 Teoria da Equação da Onda	17
2.3.3.4 Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD)	20

2.3.3.5	Método Simplificado CASE	21
2.3.3.6	Método CAPWAP (Case Pile Wave Analyses Program)	22
CAPÍTULO 3 - MATERIAIS, MÉTODOS E PROCESSOS		24
3.1	Introdução	24
3.2	Descrição de Obras Seleccionadas	24
3.2.1	Cais IV	24
3.2.2	Estaleiro Atlântico Sul	24
3.3	Caracterização Geológica	25
3.3.1	Apresentação de Sondagens	26
3.3.1.1	Cais IV	26
3.3.1.2	Estaleiro Atlântico Sul	28
3.4	Estacas Estudadas	30
3.4.1	Cais IV	30
3.4.1.1	Produção: Estacas Pré-Moldadas e Protendidas	30
3.4.1.2	Metodologia de Execução	33
3.4.1.3	Instrumentação e Características das Estacas Ensaaiadas	34
3.4.2	Estaleiro Atlântico Sul	36
3.4.2.1	Produção: Estacas Hélice Contínua	36
3.4.2.2	Metodologia de Execução	36
3.4.2.3	Instrumentação e Características das Estacas Ensaaiadas	36
3.5	Compilação de Resultados	37
3.5.1	Escolha e Obtenção	37
3.5.2	Avaliação da Capacidade de Carga	38
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS		39
4.1	Apresentação dos Resultados	39
4.1.1	Cais IV	39
4.1.1.1	Método CAPWAP (Ensaio de Carregamento Dinâmico)	39
4.1.1.2	Resistência Mobilizada (Sistema Solo-Estaca)	41
4.1.1.3	Métodos Semi-Empíricos	42
4.1.2	Estaleiro Atlântico Sul	42
4.1.2.1	Método CAPWAP (Ensaio de Carregamento Dinâmico)	42

	4.1.2.2	Resistência Mobilizada (Sistema Solo- Estaca)	44
	4.1.2.3	Métodos Semi-Empíricos	44
4.2	Análise e Discussão		45
	4.2.1	Cais IV	45
	4.2.1.1	Capacidade de Carga (Resistência Lateral)	45
	4.2.1.2	Análise da Curva Carga x Recalque	46
	4.2.1.3	Coefficiente de Amortecimento (J)	49
	4.2.1.4	Eficiência do Sistema de Cravação	50
	4.2.1.5	Tensão na Cravação	51
	4.2.1.6	Análise da Resistência Lateral (ECD x Métodos Semi-empíricos)	52
	4.2.2	Estaleiro Atlântico Sul	55
	4.2.2.1	Capacidade de Carga (Resistência Lateral)	55
	4.2.2.2	Análise da Curva Carga x Recalque	57
	4.2.2.3	Eficiência do Sistema de Aplicações de Golpes	59
	4.2.2.4	Análise da Resistência Lateral (ECD x Métodos Semi-empíricos)	62
CAPÍTULO 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESÕES			64
	5.1	Considerações Finais	64
	5.2	Sugestões para Novos Trabalhos	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS			66
ANEXOS			70
ANEXO A - Sondagens Cais IV			71
ANEXO B - Sondagens EAS			74

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Descrição	Pág.
1.1	Localização geográfica do porto de Suape (Suape Global, 2008)	2
2.1	Execução de estaca hélice (BRASFOND, 2006)	7
2.2	Carga de ruptura convencional (NBR 6122/2010)	13
2.3	Carga de ruptura (DAVISSON,1972)	13
2.4	Método De Beer (NIYAMA et al, 1996)	14
2.5	Modelo modificado de Smith (Apud SMITH, 1960)	17
2.6	Deformação do elemento de estaca, devido à propagação da onda	20
3.1	Locação de sondagens e estacas (Cais IV)	26
3.2	Perfil longitudinal do subsolo	27
3.3	Locação de estacas e sondagens do Dique Seco (EAS)	28
3.4	Perfil transversal do subsolo	29
3.5	Montagem de armação: Gabarito de montagem e Armadura montada	30
3.6	Fôrmas interna e externa	31
3.7	Locação de cordoalhas e aplicação de carga	31
3.8	Concretagem: Aplicação, adensamento, vibrador nas fôrmas e acabamento	32
3.9	Cura: Com Água e saco de aninhagem	33
3.10	Seqüência executiva: Transporte, içamento, gabarito e cravação	34
3.11	(a) Transdutores e acelerômetros utilizados no ensaio (b) Equipamento P.D.A.(Pile driving analyser)	35
3.12	Condições do ensaio	35
3.13	Martelo de queda-livre (Bate-estaca), detalhe coxim e transdutores/acelerômetros	37
4.1	Ganho de Resistência: Total, Atrito e Ponta (A partir dos dados do Relatório Geomec, 2007)	40
4.2	Curva carga-recalque estacas E20 e E21 (Cais IV)	41
4.3	Deformação: ECD x sugerida por Décourt (1994) para atingir a carga de ruptura convencional	41
4.4	Curva carga-recalque estacas E32 e E53 (Estaleiro Atlântico Sul)	43
4.5	Deformação: ECD x sugerida por Décourt (1994) para atingir a carga de ruptura convencional	44
4.6	Comparação entre ensaio ECD e métodos semi-empíricos (Sondagens: SP04, SP11, SP22)	46
4.7	Gráfico carga de ruptura NBR 6122/2010 (Estacas do Cais IV)	47
4.8	Gráfico carga de ruptura método Davisson (Estacas do Cais IV)	47
4.9	Gráfico carga de ruptura método Terzaghi (Estacas do Cais	48

	IV)	
4.10	Gráfico carga de ruptura método de De Beer (Estacas do Cais IV)	48
4.11	Capacidade de carga (Ru) <i>Versus</i> coeficiente de amortecimento (J)_Cais IV	49
4.12	Resistência por atrito lateral correspondente a 1%, 1,5% e 2% do diâmetro da estaca	52
4.13	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 1% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - E20	53
4.14	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 1,5% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - E20	53
4.15	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 2% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - E20	54
4.16	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 1% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - E21	54
4.17	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 1,5% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - E21	55
4.18	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 2% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - E21	55
4.19	Comparação entre métodos e sondagens (SMA14, BHM08), Trecho B5	56
4.20	Comparação entre métodos e sondagens (BHM09, BHM08), Trecho D1	57
4.21	Comparação entre métodos e sondagens (SP67, BHM06), Trecho D3	57
4.22	Gráfico carga de ruptura NBR 6122/2010 (Estacas do EAS Trecho B5)	58
4.23	Gráfico carga de ruptura método Davisson (Estacas do EAS Trecho B5)	58
4.24	Gráfico carga de ruptura método Terzaghi (Estacas do EAS Trecho B5)	59
4.25	Gráfico carga de ruptura método de De Beer (Estacas do EAS Trecho B5)	59
4.26	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 1% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt)	62
4.27	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 1,5% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt)	62
4.28	Resistência do atrito lateral: correspondente (hipótese 2% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt)	63
A1	Sondagem SP 04 (Utilizada no ECD)	72
A2	Sondagem SPT 22	72
A3	Sondagem SPT 11	73
B1	Sondagem SMA 14 (Utilizada no ECD)	75
B2	Sondagem SPT 82	75
B3	Sondagem BHM 09	76

B4	Sondagem BHM 08	76
B5	Sondagem SPT 82	77
B6	Sondagem BHM 06	77

LISTA DE TABELAS

Tabelas	Descrição	Pág.
1.1	Instalação de outros estabelecimentos indústrias (Suape Global, 2008)	1
2.1	Classificação das Fundações (FERREIRA, 1998)	5
2.2	Valores de F1 e F2 (AOKI E VELLOSO 1975)	9
2.3	Valores de K e α (AOKI E VELLOSO 1975)	9
2.4	Valores do coeficiente K em função do tipo de solo	10
2.5	Valores do coeficiente α em função de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT 1996)	11
2.6	Valores do coeficiente β em função do tipo de solo (DÉCOURT 1996)	11
2.7	Valores de Jc para o método CASE (Rausche, 1985)	22
4.1	Característica das Estacas (Cais IV)	39
4.2	Resultados dos Ensaio de ECD (Cais IV)	40
4.3	Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996)_Cais IV	42
4.4	Característica das Estacas (Estaleiro Atlântico Sul)	42
4.5	Resultados dos Ensaio de ECD (Estaleiro Atlântico Sul)	43
4.6	Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso 1975 e Décourt (1996)_Trecho B5	44
4.7	Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso 1975 e Décourt (1996)_Trecho D1	45
4.8	Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso 1975 e Décourt (1996)_Trecho D3	45
4.9	Relação entre Coeficiente de Amortecimento (J) e Capacidade de Carga (RU) (Cais IV)	50
4.10	Eficiência do Sistema de cravação de estacas do Cais IV (Estacas 20 e 21)	50
4.11	Eficiência do Sistema de cravação de estacas do Cais IV (Estacas 22 e 23)	51
4.12	Tensão na cravação (Broms, 1981 e ECD)	51
4.13	Resultados: Resistência Total, Hipóteses e Métodos (Estacas E20 e E21)	52
4.14	Eficiência do sistema de aplicação de golpes em estacas do trecho B5_EAS	60
4.15	Eficiência do sistema de aplicação de golpes em estacas do trecho D3_EAS	61
4.16	Eficiência do sistema de aplicação de golpes em estacas do trecho D1_EAS	61
4.17	Resultados: Resistência Total, Hipóteses e Métodos (Estacas E53)	62

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAPWAP - Case Pile Wave Analysis Program

CASE - Case Institute of Technology

CPT - Cone Penetration Test

EAS – Estaleiro Atlântico Sul

ECD – Ensaio de Carregamento Dinâmico

NBR - Norma Brasileira Registrada

PCE - Prova de Carga Estática

PDA - Pile Driving Analyser

SPT - Penetration Test

TPB – Tonelada por Peso Bruto

LISTA DE SÍMBOLOS

- Ap - Área da seção transversal da ponta da estaca (área cheia)
- As - Área da seção transversal de aço da estaca
- c - Velocidade de propagação de onda
- C - Coeficiente em função do tipo de solo (Método Décourt-Quaresma, 1978)
- C1 - Deslocamento elástico do capacete
- C2 - Deslocamento elástico da estaca
- C3 - Deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca
- D - Diâmetro circunscrito à estaca
- E - Módulo de elasticidade do material da estaca
- F - Força
- H - Altura de queda do martelo
- J - Coeficiente de amortecimento dinâmico de ponta - Modelo de Smith (1960)
- L - Comprimento total da estaca
- N - Índice de resistência à penetração do amostreador padrão tipo SPT
- Pr - Carga de ruptura convencional
- Q - Carga ou carregamento
- qc - Resistência de ponta unitária medida no ensaio CPT
- ql - Tensão de ruptura lateral unitária entre solo e estaca
- qp – Tensão de ruptura na ponta da estaca
- Qs - Carga do Atrito Lateral
- Qu - Carga última ou de ruptura
- R - Resistência mobilizada pelo sistema estaca-solo para uma dada energia aplicada ao sistema
- Rt - Resistência total (estática + dinâmica)
- RS - Resistência estática
- RD - Resistência dinâmica
- s - Deslocamento ou recalque
- U - Perímetro da seção transversal do fuste da estaca
- u - Deslocamento da partícula
- v - Velocidade da partícula
- Z - Impedância da estaca

RESUMO

Este trabalho apresenta a análise da capacidade de carga dos ensaios de carregamento dinâmico realizados nas estacas utilizadas na construção do Estaleiro Atlântico Sul e Cais Interno IV (Porto de Suape – PE). As estacas ensaiadas são do tipo hélice contínua e pré-moldadas. Estão também apresentadas as locações das estacas, sondagens, características, processo executivo e instrumentação das estacas estudadas, bem como a compilação dos resultados encontrados através dos registros de monitoração das estacas. Com os resultados de capacidade de carga das estacas obtidos através dos ensaios de carregamento dinâmico e sondagens SPT (Stand Penetration Test), foram realizadas comparações com os métodos: Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996). A partir das curvas carga x recalque das estacas, gerados pelos métodos CAPWAP e DLTWAVE foram realizadas as tentativas de verificação de capacidade de carga, através da interseção da curva com a extrapolação da reta proposta pela NBR 6122/2010, método de Davisson (1972), carga de ruptura corresponde ao recalque pelo método de Terzaghi (1942) e método de De Beer (1967). Discutiu-se também neste trabalho a influência do coeficiente de amortecimento (J), a eficiência do sistema de cravação e se propôs uma expressão para o cálculo da tensão na cravação de estacas pré-moldadas, a partir da retro análise da expressão de Broms e análise do atrito lateral mediante a comparação entre métodos semi-empíricos e hipóteses estabelecidas. Concluiu-se que os resultados apresentados da capacidade de carga nos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996) baseados nas sondagens de referência do ensaio não demonstram em geral compatibilidade com a capacidade de carga do ensaio do ECD; com relação às curvas carga x recalque, os métodos e hipóteses adotados indicam que o nível de carregamento máximo atingido no ensaio, não foi suficiente para mobilizar a capacidade de carga total das estacas.

Palavras Chave: Capacidade de Carga, Carregamento Dinâmico e Fundações Profundas.

ABSTRACT

This presented work analysis of the load capacity of the dynamic load test carried through in the props used in the construction of the Atlântico Sul Shipyard and Internal Wharf IV (Port of Suape - PE). The assayed piles are of the type continuous fly anchor and pre cast concrete. Also the location of the piles and soundings are presented, characteristics, executive proceeding and instrumentation of the studied piles, as well as the compilation of the results found through the registers of monitoring of the piles. With the results of load capacity of cuttings obtained through and dynamic loading test surveys SPT (Stand penetration test), comparisons were made with the methods: Aoki and Velloso (1975) and Décourt (1996). From the curves load x settlement generated for method CAPWAP of the props had been carried through attempts of verification of load capacity, through the intersection of the curve with the extrapolation of the straight line proposal for NBR 6122/1996, Method of Davisson (1972), rupture load corresponds stresses to it for the method of Terzaghi (1942) and Method of De Beer (1967). Discussed in this work the influence of damping coefficient (J), the efficiency of the system of crimping and proposed an expression for the calculation of tension in pile driving pre-shaped, from the back analysis of the expression of Broms and e analysis of the lateral attrition by means of the comparison between methods half-empiricists and established hypotheses. One concludes that the presented results of the load capacity in the methods Aoki and Velloso (1975) and Décourt (1996) based in the soundings of reference of the assay in general does not demonstrate compatibility with the load capacity of the assay of the ECD; with regard to the curves load x it stresses, the methods and adopted hypotheses indicate that the reached maximum shipment level in the assay, was not enough to mobilize the total load capacity of the props.

Words Key: Load Capacity, Loading Dynamic and Foundations Profound.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Cenário Econômico de Pernambuco

Pernambuco já se inseriu numa nova tendência e vem atraindo importantes investimentos industriais, com destaque para uma refinaria de petróleo e um estaleiro naval, além de plantas do setor petroquímico. Nesse contexto, delinea-se a oportunidade de ampliar os impactos positivos da presença dessas atividades no tecido produtivo do estado, atraindo outros empreendimentos.

O conjunto de iniciativas, muitas já em curso, tem como finalidade estruturar no estado um pólo nacional fornecedor de bens e serviços para a indústria do petróleo, gás natural, offshore, naval e outros estabelecimentos industriais de diversos ramos na região de Suape (Tabela 1.1).

Tabela 1.1 – Instalação de outros estabelecimentos Industriais
(Suape Global, 2008)

Ramo Industrial	Atividades	Empregos Diretos	Empregos Indiretos	Investimentos (US\$ Milhões)
Alimentos	Moinho Trigo	220	1000	70,0
Alimentos	Margarina Óleo	300	600	76,7
Alimentos	Biscoito	350	1400	54,4
Bebidas	Bebidas	40	30	24,0
Calcinação	Coque de Pétroleo	200	1000	150,0
Siderurgia	Aço Longo	800	3000	600,0
Celulose	Celulose	2000	8000	2500,0
Energia	Termoelétrica	120	350	360,0
Energia	Aero-Geradores	1500	300	270,0
Energia	Torre Eólicas	260	300	35,0
Metal Mecânica	Metalurgia	250	300	40,0
Plástico	Tubos e Conexões	85	255	15,4

1.2 Localização

O Complexo Industrial Portuário de Suape está situado na parte mais oriental do Nordeste brasileiro, conta com um dos mais importantes portos do continente sul-americano, pela sua localização estratégica em relação às grandes rotas marítimas internacionais e nacionais (Figura 1.1). De águas profundas, o porto pode atender navios de até 170.000 TPB (Tonelada por Peso Bruto) e calado operacional de 14,50 m. Com 27 km² de áreas de retroporto, seus portos externos e internos oferecem as condições necessárias para atendimento de navios de grande porte (Suape, 2009).

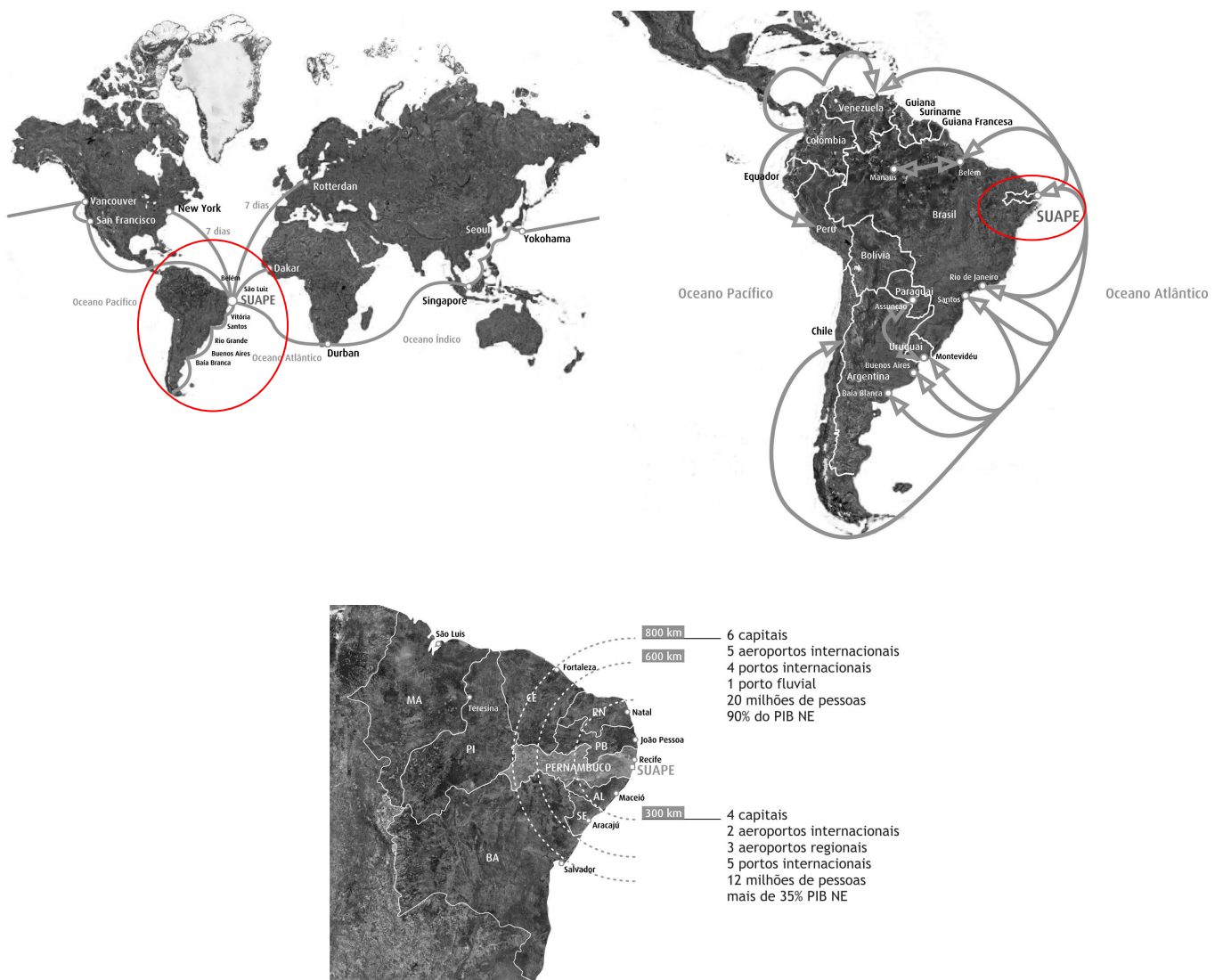


Figura 1.1 – Localização geográfica do porto de Suape (Suape Global, 2008)

1.3 Justificativa

Foram selecionadas, para o estudo do ensaio de carregamento dinâmico e capacidade de carga de estacas, duas construções de grande porte situadas em Suape, a saber: Cais IV e o Dique Seco do Estaleiro Atlântico Sul. Foram realizadas instrumentações nas estacas mais solicitadas ou naquelas onde há maior interesse de analisar e conferir a capacidade de carga prevista, a verificar a integridade estrutural das estacas. Viabilizando assim a liberação ou auxiliando projetistas e engenheiros na decisão quanto à conformidade ou não dessas, sendo um ensaio prático e econômico.

O ensaio de carregamento dinâmico, também conhecido como prova de carga dinâmica é um ensaio conhecido no meio técnico regional, tendo maior aplicação em obras na área industrial, portuária (cais, diques, píer's, plataformas e etc) e vem ganhando espaço também em obras verticais na Região Metropolitana do Recife.

A pesquisa visa à análise da instrumentação e discussão entre a capacidade de carga do ensaio e dos métodos consagrados na literatura, por se tratar de um ensaio em que existem poucas publicações no meio técnico regional.

Este ensaio tem se tornado no meio técnico regional, ferramenta de apoio na verificação de integridade de estaca após cravação, bem como tem apoiado tomadas de decisões e aceitação de estacas mediante os parâmetros de solicitação fornecidos pelo ensaio.

1.4 Objetivos

O objetivo geral desta dissertação é analisar os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) realizados nas estacas utilizadas na construção do Estaleiro Atlântico Sul e do Cais Interno IV, localizado no Complexo Industrial-Portuário de Suape – PE.

- Avaliar a interação entre solo-estaca;
- Realizar uma discussão sobre o coeficiente de amortecimento, eficiência do sistema de cravação e tensões de cravação;
- Comparar os resultados obtidos pelo ensaio de carregamento dinâmico, com os estimados através dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996) com relação à parcela de atrito lateral;
- Analisar a mobilização das resistências transmitidas no fuste e na ponta das estacas.

1.5 Estrutura da Dissertação

A Dissertação está disposta em capítulos, conforme seqüência exposta a seguir:

Capítulo 1 – Discorre sobre o cenário econômico a qual o estado está inserido, bem como a localização estratégica da área de Suape e os empreendimentos a qual foram selecionados para estudo dos ensaios de carregamento dinâmico através do ensaio PDA. Segue também a justificativa da importância de se estudar tal método, bem como os objetivos aos quais se propõem o autor neste trabalho.

Capítulo 2 – Apresenta a revisão da literatura sobre o tema, enfocando entre outros assuntos, os tipos de estacas, capacidade de carga e seus métodos semi-empíricos (Método Aoki e Velloso, 1975; Método Décourt, 1996). Comenta ainda sobre conceitos relativos à Prova de Carga Estática (PCE) e Ensaio de Carregamento dinâmico (ECD).

Capítulo 3 – É apresentada neste capítulo a metodologia empregada para: O processo de fabricação das estacas estudadas, a execução das estacas em suas respectivas obras, a instrumentação e características das estacas ensaiadas, a compilação dos resultados (escolha das estacas para o ensaio, obtenção e tratamento dos resultados conforme métodos de capacidade de carga).

Capítulo 4 – Apresenta e discute os resultados das correlações executadas com base nos métodos de capacidade de carga utilizadas para pesquisa como: Aoki e Velloso 1975, Método Décourt 1996, NBR 6122/2010 - Projeto e Execução de Fundações, Davisson 1972, Terzaghi 1942 e De Beer 1967. Expõe também sobre as tensões de cravação, coeficiente de amortecimento e eficiência do sistema de cravação.

Capítulo 5 – São apresentadas as considerações finais fundamentadas nos métodos e resultados atingidos, além de sugestões para futuros trabalhos e estudos.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Classificações das Fundações

As fundações são classificadas em superficiais, profundas e mistas. A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos principais tipos.

Tabela 2.1 – Classificação das Fundações (FERREIRA, 1998)

Fundações Superficiais		Terminologia		
Isoladas	Quanto à Rigidez	Rígidas - Blocos	Concreto Simples Concreto Ciclópico	
		Semi-Flexíveis - Sapatas	Concreto Armado	
Corridas	Quanto à Rigidez	Rígidas	Blocos Corridos Radiers	
		Semi-Flexíveis	Sapatas Conjugadas ou Viga de Fundação Radiers ou Placa de Fundação	
Fundações Profundas		Terminologia		
Estaca	Quanto ao Material	Aço - Perfil metálicos e Trilhos		
		Concreto	Pré-Moldada	Concreto Armado Concreto Protendido
			Moldado no Local	C/ Revestimento Perdido C/ Revestimento Recuperado
		Madeira		
		Areia		
	Mista	Aço + Concreto Madeira + Concreto		
	Quanto à Execução	Cravadas	Injeção D'água Percussão Prensagem (Mega) Aparafusamento Vibração	
		Escavadas	Com ou Sem Lama Com ou Sem revestimento	
	Quanto à Finalidade	Estacas de Sustentação - Transmite a carga a camadas profundas e resistentes do solo		
		Estacas de Tração ou Horizontais - Resistem a carga de tração ou horizontais		
Estacas de Compactação - Destinam-se a compactação de terrenos arenosos				
Estacas de Reforço - Destinam-se a reforçar fundações já concluídas				
Quanto ao Trabalho	Estacas Pranchas - Destinam-se a contenção lateral das terras			
	Flutuantes ou de Atrito - Transmitem a carga ao terreno predominantemente por atrito lateral			
Quanto a inclinação	Ponta - Transmitem a carga ao terreno profundo pela ponta			
	Vertical Inclinada			
Tubulão	Quanto à Execução	A Céu Aberto	Com nível d'água rebaixado Sem rebaixamento do nível d'água	
		Sob Ar Comprimido		
	Quanto ao Tipo de Escavação	Mecânica - Com revestimento de aço perdido ou não, e eventualmente armadura longitudinal Manual - Com ou sem revestimento de camisa de concreto		
Caixões				
Fundações Mistas		Terminologia		
Superficial + Profunda		Estaca ligada a estaca (Estaca T), Estaca abaixo de sapata (Estapata), Radier sobre estacas, Radier sobre tubulões		

2.2 Conceituação de Estacas

Elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos. A execução pode ser a percussão, prensagem, vibração ou escavação, podendo ainda envolver mais de um dos processos citados.

2.2.1 Tipos de Estacas

As estacas podem ser classificadas da seguinte forma: de deslocamento e sem deslocamento. Deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada do solo e sem deslocamento, quando não há deslocamento lateral do solo durante o processo executivo. Neste segmento as tensões laterais no terreno são reduzidas durante a escavação.

Serão destacadas apenas os tipos de estacas ensaiadas.

2.2.1.1 Concreto Pré-moldado

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, e concretadas em fôrmas horizontais ou verticais. Sendo executadas com concreto adequado e submetidas à cura necessária para que possua resistência compatível com os esforços decorrentes do transporte, manuseio e da instalação, bem como resistência a eventuais solos agressivos, atendendo às normas NBR 6118/2003 e NBR 9062/2001.

2.2.1.2 Hélice Contínua

GUSMÃO (2005) descreve que a estaca hélice contínua é de concreto moldado in loco, executada por meio de um trado contínuo e injeção de concreto fluido através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada.

Para evitar que, o trado seja contaminado com resíduos de água ou solo, durante sua introdução no maciço, uma tampa metálica encontra-se na extremidade inferior da haste tubular que é deslocada por meio da pressão exercida pelo concreto no transcorrer da operação de preenchimento da escavação. Após atingir, no subsolo, a cota de projeto desejada, a haste tubular é sacada. Ao ser retirado do solo a tampa metálica desprende-se e, concomitantemente, o concreto bombeado é lançado pelo interior do tubo vazado do

trado, minimizando-se, dessa maneira, problemas de desconfinamento do solo e garantindo a estabilidade da escavação. Logo após a concretagem, introduz-se a armadura (ABEF, 1999). A seqüência executiva da estaca hélice pode ser vista na Figura 2.1.

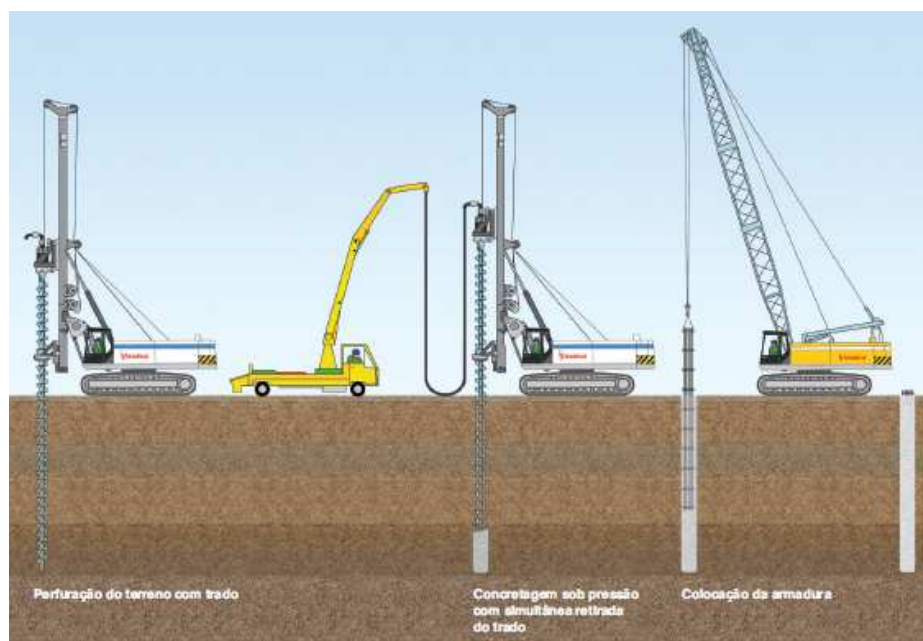


Figura 2.1 – Execução de estaca Hélice (BRASFOND, 2006)

2.3 Capacidade de Carga

Uma estaca submetida a um carregamento vertical de compressão resiste a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A capacidade de carga (Q_u) é definida como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas, pela resistência lateral (Q_s) e de ponta (Q_p).

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1)$$

A NBR 6122/2010 define como “carga admissível sobre uma estaca ou tubulão isolado como a força que aplicada à estaca ou tubulão isolado provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento de fundação”.

A determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser feita por:

- Métodos Estáticos ou Semi-Empíricos: quando são usadas correlações com ensaios *in situ*;
- Provas de Carga: Dão a capacidade de carga quando há ruptura nítida caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga ou quando não há ruptura nítida, ou seja, a capacidade de carga da estaca ou tubulão é superior à carga que se pretende aplicar. São utilizados respectivamente para avaliação de capacidade de carga e extrapolação da curva carga-recalque por métodos conhecidos em Mecânica dos Solos;
- Métodos Dinâmicos: São baseados em fórmulas dinâmicas e métodos que usam a equação da onda.

2.3.1 Métodos Semi-Empíricos

São métodos que utilizam correlações com ensaios *in situ*. A seguir alguns métodos consagrados na literatura, sendo estes os mais utilizados para o dimensionamento de fundações no Brasil.

2.3.1.1 Aoki e Velloso (1975)

AOKI e VELLOSO (1975) apresentaram seu método no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Buenos Aires.

Tanto a tensão-limite de ruptura de ponta (q_p) quanto à de atrito (q_s), são avaliadas em função da resistência de ponta (q_c) do ensaio de penetração do cone (CPT).

De modo a considerar as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo) foram definidos fatores de correlação F_1 e F_2 , cujos valores dependem do tipo de estaca (Tabela 2.2).

$$q_p = q_c/F_1 \quad (2)$$

$$q_s = q_c/F_2 \quad (3)$$

Tabela 2.2 – Valores de F1 e F2 (AOKI e VELLOSO 1975)

Tipos de Estacas	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré Moldada de Concreto	1,75	3,50

Na ausência de ensaios CPT, são utilizados os ensaios SPT segundo a correlação proposta a seguir:

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

As Equações (4 e 5) podem ser reescritas, respectivamente, conforme a seguir:

$$q_p = K \cdot N_{SPT} / F1 \quad (5)$$

$$q_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} / F2 \quad (6)$$

Sendo K e α o coeficiente estabelecido para relacionar o atrito local do cone com a tensão de ponta (q_c). Este coeficiente é função do tipo de solo, e varia conforme apresentado na Tabela 2.3. Os valores de K e de α em % são apresentados:

Tabela 2.3 – Valores de K e α (AOKI e VELLOSO 1975)

Tipo de Solo	Simbologia	k (kPa)	α (%)
Areia	S	1000	1,4
Areia siltosa	SM	800	2
Areia silto-argilosa	SMC	700	2,4
Areia argilosa	SC	600	3
Areia argilo-siltosa	SCM	500	2,8
Silte	M	400	3
Silte arenoso	MS	550	2,2
Silte areno-argiloso	MSC	450	2,8
Silte argiloso	MC	230	3,4
Silte argilo-arenoso	MCS	250	3
Argila	C	200	6
Argila arenosa	CS	350	2,4
Argila areno-siltosa	CSM	300	2,8
Argila siltosa	SM	220	4
Argila silto-arenosa	SMC	330	3

2.3.1.2 Décourt (1996)

DÉCOURT (1996) avaliam a capacidade de carga de estacas com base no índice de penetração N_{SPT} do ensaio SPT. Esse método foi originalmente desenvolvido com base em ensaios realizados em estacas de deslocamento (estacas pré-moldadas de concreto).

As parcelas de resistência de ponta (Q_p) e de resistência lateral (Q_s) são expressas por:

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (7)$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s \quad (8)$$

A tensão de ruptura na ponta (q_p) e o atrito lateral unitário (q_s), são dados por:

$$q_p = K \cdot N_p \quad (9)$$

$$q_s = 10 (N_s/3 + 1) \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

Onde:

N_s = valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste; com os valores de N_{SPT} de 3 a 50;

N_p = valor médio na ponta, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente superior, e o imediatamente inferior;

K = coeficiente que depende do tipo de solo, apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de Solo	Simbologia	k (kPa)
Argila	C	120
Silte argiloso (Solo Residual)	MC	200
Silte arenoso (Solo Residual)	MS	250
Areia	S	400

Segundo DÉCOURT (1998), nas estacas escavadas a ruptura física jamais ocorre, sendo considerada a convencional quando a mesma não é definida, ou seja, carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro para argilas e de 30% de seu diâmetro, para solos granulares.

GUSMÃO FILHO (2008), afirma que para estacas escavadas a de considerar os coeficientes α e β na capacidade de carga de ponta e atrito lateral (valores α e β apresentados nas Tabelas 2.5 e 2.6). Apresentados a seguir:

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente α em função de estaca e do tipo de solo (DÉCOURT 1996)

Tipo solo \ Tipo estaca	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Tabela 2.6 – Valores do coeficiente β em função do tipo de solo (DÉCOURT 1996)

Tipo solo \ Tipo estaca	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

As parcelas de resistência de ponta (Q_p) e de resistência lateral (Q_s) com os seguintes coeficientes:

$$Q_u = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_s \cdot A_s \quad (11)$$

2.3.2 Provas de Carga

2.3.2.1 Prova de Carga Estática (PCE)

Prova de carga estática é um ensaio em que são aplicadas cargas axiais na estaca, medindo-se para cada carga aplicada o correspondente deslocamento do topo. O resultado de uma prova de carga é apresentado em um gráfico, no quarto quadrante (com as cargas no eixo das abscissas e os deslocamentos no eixo das ordenadas), chamado de curva carga-recalque que determina a carga estática última ou de ruptura. Sob a ação dessa carga o sistema estaca-solo apresenta uma reação, denominada capacidade de carga estática.

Existem diferentes tipos de prova de carga estática, dependendo da metodologia utilizada, sendo as mais correntes a prova de carga estática em um único ciclo de carga e descarga, e a prova de carga estática cíclica, em que vários ciclos de carga e descarga (em geral crescentes) são aplicados à estaca (AOKI, 1997).

Segundo ALONSO (1991), a realização de prova de carga estática ainda é a melhor maneira de se comprovar a resistência limite de uma estaca isolada. Entretanto, face ao custo e ao tempo necessários para sua realização, raramente permitem abranger um número significativo de elementos que seja representativo, estatisticamente, de toda fundação.

No Brasil, a realização de ensaio de prova de carga estática deve seguir as prescrições da NBR 12131/1991.

2.3.2.2 NBR 6122/2010: Projeto e Execução de Fundações

O método estima o valor da carga limite na interseção entre a curva carga x recalque com a reta definida pela equação proposta pela norma.

Utilizado quando a estaca é carregada até apresentar um recalque em que curva carga x recalque não indica uma carga de ruptura (NBR 6122/2010). Prescrita a seguir na equação (11):

$$\Delta r = [(P \cdot L)/E \cdot A] + (D/30) \quad (12)$$

Onde:

Δr = recalque de ruptura convencional

P = carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

Adota-se um valor P (carga no nível da estaca) e calcula-se o correspondente recalque. A interseção dessa reta com a curva carga x recalque caracteriza a carga de ruptura convencional (PR), Figura 2.2.

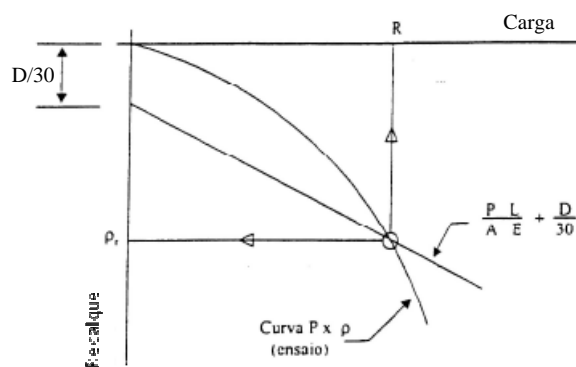


Figura 2.2 – Carga de ruptura convencional (NBR 6122/2010)

2.3.2.3 Método Davisson (1972)

Neste método, a expressão se assemelha à fórmula da NBR 6122, O método estima também o valor da carga limite na interseção entre a curva carga x recalque com a reta definida pela equação proposta (ALONSO, 1991). A Figura 2.3 apresenta na curva carga-recalque o método proposto por DAVISSON 1972.

$$\Delta r = [(P \cdot L)/E \cdot A] + [(D/120) + 3,8] \quad (13)$$

Onde:

Δr = recalque de ruptura convencional

P = carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

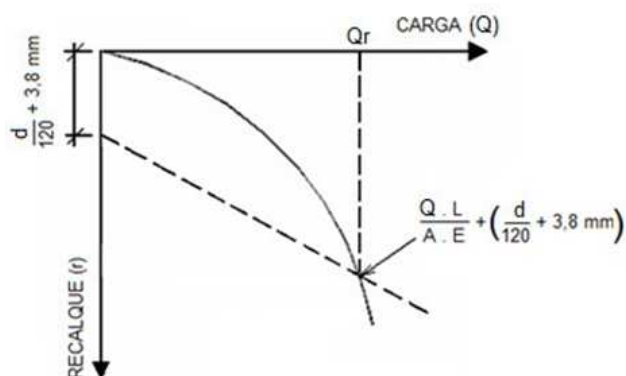


Figura 2.3 – Carga de ruptura (DAVISSON, 1972)

2.3.2.4 Método Terzaghi (1942)

TERZAGHI (1942) propôs considerar como carga de ruptura a que corresponde a um recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca. O método foi adotado pela norma inglesa (NIYAMA, 1996).

2.3.2.5 Método De Beer (1967)

Baseia-se em traçar a curva carga x recalque em escalas logarítmicas, de modo que no trecho de cargas mais elevadas (carga de ruptura) o gráfico tende para a interseção entre duas retas (NIYAMA et al,1996), A Figura 2.4 ilustra um exemplo do método De BEER 1967.

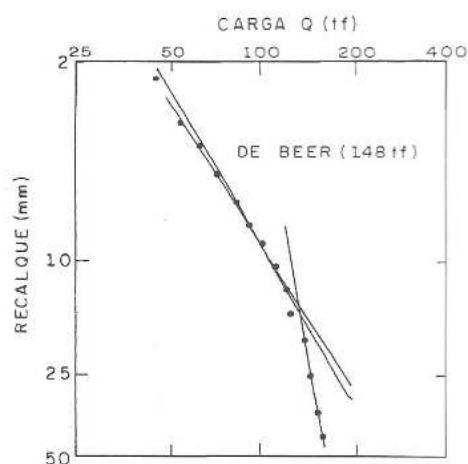


Figura 2.4 – Método De Beer (NIYAMA et al,1996)

2.3.3 Métodos Dinâmicos

Quando a capacidade de carga de uma estaca cravada à percussão é prevista com base na observação da resposta que a estaca apresenta durante o processo de cravação. A ponderação da resposta de uma estaca à cravação pode ser feita, por meio da medição da nega e repique, e por meio de instrumentação (VELLOSO e LOPES, 2002).

2.3.3.1 Fórmulas Dinâmicas

Conforme relato de TERZAGHI (1943) as expressões dinâmicas foram elaboradas a partir da teoria de que a resistência a penetração da estaca no solo teria valor constante durante toda a penetração. Contemporaneamente, se sabe que as fórmulas fornecem uma previsão da resistência do solo mobilizado mediante a energia aplicada pelo impacto do martelo na cravação da estaca.

Segundo AOKI (1997) as fórmulas dinâmicas de cravação baseiam-se no princípio da conservação da energia, na Lei de Newton e Hooke. Podendo ser escrito por “U” que é dado pela energia potencial, que é igual ao trabalho “W₁” mais as perdas de energia “E”. Podendo ser inscrito pela seguinte expressões:

$$U = W_1 + E \quad (14)$$

Durante a cravação, pode ser escrito como a seguir:

$$W_2.H = R_u.s + E \quad (15)$$

Sendo:

E - Perdas de energia nos sistemas de cravação e amortecimento;

H - Altura de queda do martelo;

R_u - Resistência à cravação (dinâmica e estática);

s - Penetração da estaca por golpe (nega);

W₂ - Peso do martelo;

U – Energia Potencial.

Existem diversas fórmulas dinâmicas dentre as quais se diferem pelas considerações feitas quanto à perda de energia do sistema (capacete, cepo, coxim, estaca e solo), sendo a seguir citadas algumas:

A fórmula de Weisbach em 1820 foi à primeira fórmula dinâmica da história, afirmam WHITAKER e BULLEN (1981), e ainda seguindo a evolução das fórmulas dinâmicas, temos a de Sanders em 1851, que despreza as perdas de energia. Proposto pela seguinte expressão:

$$R = W.H / 8.s \quad (16)$$

Onde: R - Resistência do solo a cravação

Coefficiente de segurança igual a 8 (oito)

Wellington em 1898, publicou a fórmula mais conhecida como Engineering News, a qual se baseia em que parte do trabalho executado pelo martelo é gasto no encurtamento elástico da estaca e, outra parte, na penetração da estaca no solo, demonstrada abaixo:

$$R = W.(H/s) + C \quad (17)$$

Onde: R - Resistência

C - coeficiente em função do valor de repique

Já HILEY propõe a seguinte expressão (WHITAKER e BULLEN, 1981):

$$R = \left\{ \eta \cdot W \cdot H / (s + C/2) \right\} + W + P \quad (18)$$

onde: P - Peso da estaca

$$C = C1 + C2 + C3$$

C1 = Deslocamento do sistema de amortecimento (capacete, cepo e coxim)

C2 = Deslocamento temporária da estaca

C3 = Deslocamento temporária do solo sob a estaca ("quake" de ponta)

$$\eta = W + r^2 \cdot P / W + P \quad (19)$$

r - coeficiente de restituição

2.3.3.2 - O Modelo de Smith (1960)

As fórmulas de cravação de estacas são amplamente utilizadas para determinar a capacidade de carga estática das estacas. Algumas destas fórmulas são usadas igualmente para determinar esforços na estaca durante a cravação.

Segundo relato de SMITH (1960), o D.V. Isaacs em 1931 foi o primeiro a salientar para a ação da onda ocorreu durante a cravação da estaca. Em 1938, o Fox do E.N. publicou uma solução para a aplicação da equação da onda na cravação de estacas, mas como nenhum computador eletrônico estava disponível na época, foi obrigado a usar uma série de simplificações que diminuiram o valor de sua solução.

Em 1960, usando as concepções da equação da onda e recorrendo à integração numérica e aos computadores eletrônicos, foi encontrada uma solução para o problema da cravação de estaca.

Os elementos, como o martelo, o cepo, o capacete e a estaca por uma série de pesos e molas segundo indicações na Figura 2.15, e o tempo durante a ação de cravação é dividida em intervalos de tempo pequenos tais como 1/4.000 de segundo. A ação de cada peso e mola é calculada separadamente. Desta maneira foi possível calcular matematicamente os esforços na cravação de estaca ou resistência do tipo de solo.

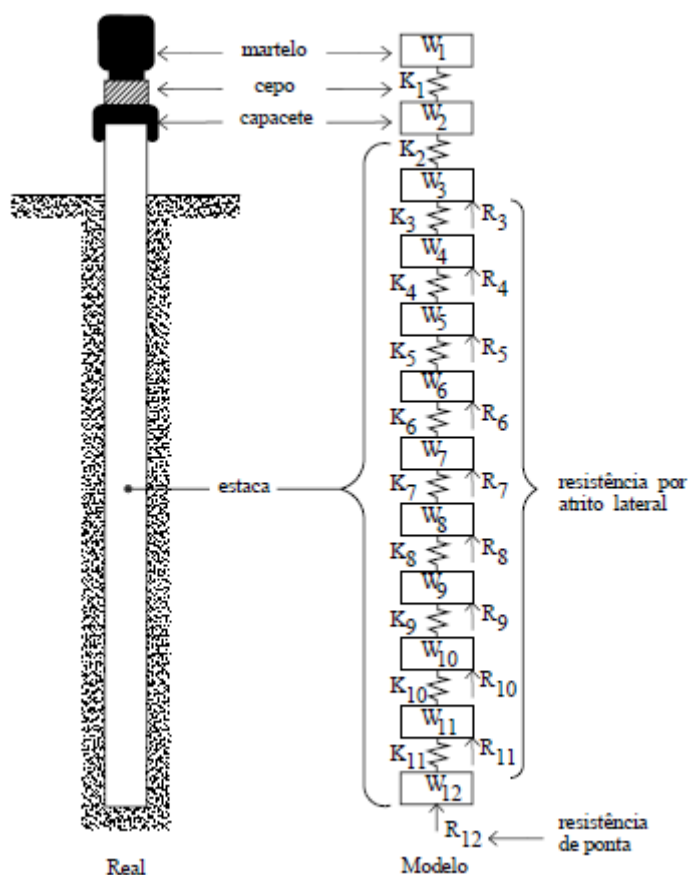


Figura 2.5 - Modelo modificado de Smith (Apud SMITH, 1960)

2.3.3.3 Teoria da Equação da Onda

De acordo com NIYAMA *et al.* (1996), o fenômeno da propagação de onda pode ser representado por modelos matemáticos complexos. No entanto, apresentam-se a seguir apenas os aspectos mais práticos, ressaltando a questão das aplicações das teorias e conhecimentos envolvidos.

Basicamente, a cravação de uma estaca pode ser analisada através de dois modelos: o primeiro simplificado do tipo representado pelo impacto de duas barras, onde se enquadram, por exemplo, o Método Case e o Repique; e o segundo, mais elaborado do tipo proposto por SMITH (1960), onde a estaca é discretizada em modelo matemático de elementos de massas e molas.

No processo de cravação de uma estaca a parte superior da mesma é comprimida e as partículas do material da estaca são aceleradas. A onda de compressão se propaga com uma velocidade c , que depende do meio, portanto, das características da estaca. No concreto esta velocidade varia muito, com o valor médio entre 3800 a 4000m/s, enquanto no aço é da ordem de 5120 m/s.

Considera-se uma determinada seção da estaca, num determinado intervalo Δt , a onda atravessa um segmento Δx da estaca, intervalo no qual a partícula situada na frente da onda, que tinha uma velocidade $v = 0$ (no instante $t = t_1$) terá sido acelerada até a velocidade v , deslocando-se Δu da sua posição inicial. Aplicando-se o equilíbrio de forças atuantes nesta seção da estaca e ainda considerando-se as leis básicas de Newton e de Hook, é possível se chegar à expressão diferencial, conhecida como equação de onda:

$$d^2u/dt^2 = c^2 \cdot (d^2u/dx^2) \quad (20)$$

A solução geral dessa equação diferencial parcial de segunda ordem não homogênea é o deslocamento $u(x,t)$:

$$U(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) \quad (21)$$

Onde a equação representa duas ondas de deslocamento propagando-se em sentidos opostos ao longo do eixo da estaca com velocidades c , em que permanecem válidos os efeitos de superposição. A partir desta solução obtêm-se também as funções força (F) e velocidade (v) de partícula, as quais mantêm uma relação de proporcionalidade através de uma constante denominada Impedância (Z), do tipo:

$$F = Z \cdot v \quad (22)$$

Quando uma estaca é instrumentada, são medidos valores de deformação e aceleração. As ondas ascendentes (originadas na reflexão) é que conduzem informações dos efeitos externos e internos (atrito lateral, danos, variação das camadas e etc) que provocam justamente estas reflexões.

Dessa forma, novos arranjos entre as expressões matemáticas permitem identificar isoladamente as amplitudes das ondas descendentes e ascendentes. Através das equações abaixo:

Amplitude das ondas descendentes e ascendentes:

$$F_{\text{descendente}} = (F + Z.v)/2 \quad (23)$$

$$F_{\text{ascendente}} = (F - Z.v)/2 \quad (24)$$

F - força

Z – Impedância (constante)

V – Velocidade da partícula

Em geral, cada onda descendente, percorrendo uma distância dx , tem sua amplitude diminuída em $\frac{1}{2}RA(x)dx$, em que $RA(x)$ é um quinhão de resistência de atrito lateral na posição x , assim como cada onda ascendente tem um incremento de mesmo valor. Desta forma, a influência do solo começa a se manifestar, com a chegada das primeiras ondas de reflexão. Através dos conceitos e expressões mencionados resumidamente, pode-se deduzir a resistência a penetração (R_t), dada por:

$$RT = \frac{1}{2} [(F_{t_1} + F_{t_2}) + (EA/c).(v_{t_1} - v_{t_2})] \quad (25)$$

t_1 e t_2 representam os instantes de impacto e de retorno da reflexão da ponta;

F_{t_1} e F_{t_2} representam as forças nos instantes t_1 e t_2 ;

v_{t_1} e v_{t_2} representam as velocidades nos instantes t_1 e t_2 .

Esta equação representa, de fato, a fórmula básica do ensaio dinâmico da estaca. Ela mostra explicitamente que a resistência de atrito lateral e de ponta pode ser determinada através da medição adequada dos registros de força e de velocidade total, em qualquer ponto da estaca. Usualmente se utilizam instrumentos que medem a deformação específica, que permite calcular a força e a aceleração as quais se integram e permitem obter a velocidade.

O registro contínuo ao longo do tempo, obtido através desta instrumentação dinâmica, das grandezas de força e velocidade em um ponto da estaca junto ao topo, resulta um par de curvas, em que as mesmas se apresentam em função do tempo. A Figura 2.6 ilustra um registro típico assim obtido. As duas curvas mantêm a proporcionalidade, até que comecem a chegar as ondas refletidas, devido às singularidades originadas a partir da interação da estaca com o terreno, em geral, representadas por forças de atrito lateral.

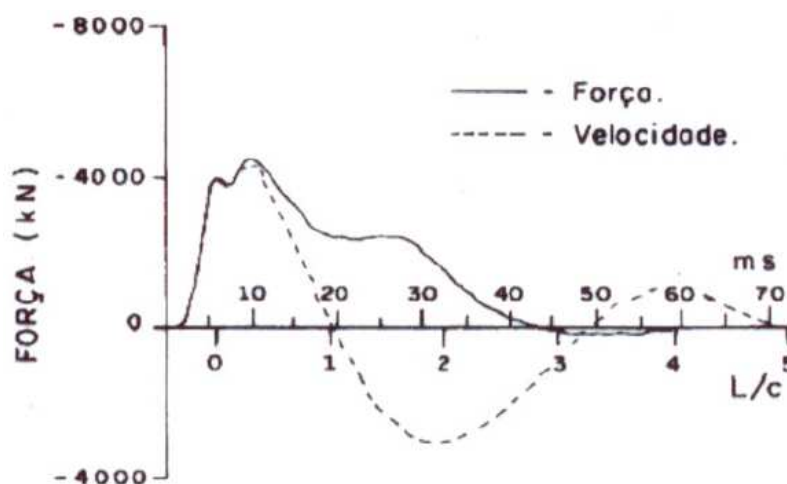


Figura 2.6 - Deformação do elemento de estaca, devido à propagação da onda

2.3.3.4 Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD)

A prova de carga dinâmica de um elemento de fundação, em geral uma estaca, é um ensaio que se aplica um carregamento dinâmico axial com o objetivo de obter principalmente uma avaliação da capacidade de carga e integridade estrutural, com a utilização de uma instrumentação adequada e da aplicação da teoria de equação de onda (NIYAMA, 1996).

No Brasil este ensaio é regido pela norma NBR 13208 de 2007, conhecida como “Ensaio de Carregamento Dinâmico”.

NIYAMA e AOKI (1998) relatam que tradicionalmente o controle de estacas cravadas se restringia à medida de nega devido à simplicidade deste procedimento. Posteriormente, a compreensão do fenômeno sofreu avanços significativos, principalmente a partir da solução da equação de onda por algoritmos apresentada por Smith (1960).

No Brasil, esta técnica foi introduzida inicialmente para o controle da cravação das estacas das plataformas marítimas da Petrobrás no início da década de 1980 (NIYAMA et al., 1983). Posteriormente, a partir de 1983, foi sendo aplicada em obras de fundação em terra. Este tem objetivo de se aplicar golpes sucessivos do martelo, com energias crescentes, medindo a resistência à cravação através da instrumentação (AOKI, 1989; NIYAMA e AOKI, 1991).

GONÇALVES (1996) afirma que a execução de prova de carga dinâmica, com auxílio do PDA, vem se tornando uma ferramenta muito prática e econômica, para auxiliar os projetistas nas tomadas de decisões.

2.3.3.5 Método Simplificado CASE

A capacidade de carga, através do método “CASE”, é dada pela soma do atrito lateral e resistência de ponta através da fórmula expedida por:

$$RT = \frac{1}{2} [(Ft_1 + Ft_2) + (EA/c).(vt_1 - vt_2)] \quad (26)$$

A resistência a penetração, RT é considerada como sendo a soma de duas parcelas: uma estática RS e outra dinâmica RD, que depende da velocidade. Assim tem-se:

$$RT = RS + RD \quad (27)$$

A resistência de dinâmica é considerada proporcional à velocidade da ponta da estaca v_p , ou seja:

$$RD = J_c . EA/c.v_p \quad (28)$$

Onde: J_c é uma constante de amortecimento; E é o módulo de elasticidade e A é a seção transversal da estaca. Daí pode-se deduzir que:

$$v_p = 2. \sqrt{vt_1 - c/EA.RT} \quad (29)$$

Fazendo-se as devidas substituições, vem:

$$RD = J_c \cdot [2Ft_1 - RT] \quad (30)$$

Tabela 2.7 - Valores de J_c para o método CASE (RAUSHE, 1985)

Tipo de Solo	Faixa de Valores de J_c
Areia Pura	0,10 – 0,15
Areia Siltosa	0,15 – 0,25
Silte	0,25 – 0,40
Argila Siltosa	0,40 – 0,70
Argila	0,70 – 1,00

Para valores de J_c , o tipo de solo da ponta da estaca é o que deve prevalecer.

O método “CASE”, para previsão da capacidade de carga, leva em conta a resistência atuando simultaneamente ao longo de toda a estaca. Para estacas longas, isto é, com penetrações grandes, que apresentam uma parcela significativa da resistência proveniente do atrito lateral, este método de cálculo pode subestimar a capacidade de carga durante as cravações mais difíceis, quando o topo da estaca repica. A velocidade no topo da estaca se torna negativa antes que a onda reflita na ponta e alcance a parte superior da estaca. Quando isto ocorre, esta parte da estaca provoca o descarregamento de uma parcela de resistência lateral, invertendo o sinal das forças de atrito (NIYAMA, AOKI e CHAMECKI, 1998).

2.2.3.6 Método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program)

É o método mais usado para a estimativa da capacidade de carga e distribuição de resistências ao longo da profundidade, a partir dos dados de força e aceleração. No modelo “CAPWAP” as forças de reação do solo são passivas.

Assim, o modelo do solo possui para cada ponto três incógnitas: a resistência estática limite, o deslocamento elástico máximo (“quake”) e as constantes de amortecimento (“damping”). A partir desta análise também pode ser feita a aferição do valor J_c (constante de amortecimento), utilizado no modelo do método “Case” (SOARES, 2002).

Em um processo iterativo de computador, aliada à sensibilidade do engenheiro é usada para modificar o modelo do solo até que se tenha um melhor ajuste entre as curvas de força medidas.

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS, MÉTODOS E PROCESSOS

3.1 Introdução

O capítulo expõe inicialmente as características das obras selecionadas para a pesquisa, logo em seguida é realizada uma abordagem da geologia da região e são apresentados perfis de sondagem longitudinal e transversal das obras selecionadas; em seguida é relatado a respeito do processo de produção, cravação e instrumentação das estacas, também é apresentada a forma de seleção das estacas a ser ensaiadas é mencionado a forma de avaliação dos resultados derivados do ensaio de carregamento dinâmico.

3.2 Descrição de Obras Selecionadas

3.2.1 Cais IV

O Cais IV conta com 330 m de extensão e largura de 33,40 m de linha de atracação, além do trecho de transição com o Cais III (já existente) e a cravação de 20 (vinte) estacas que fazem parte da futura infra-estrutura do Cais V. A infra-estrutura contará com 06 (seis) estacas tubulares metálicas e núcleo de concreto armado, e 336 (trezentos e trinta e seis) estacas pré-moldadas de concreto protendido de comprimento médio previsto de 40m, distribuídas em 84 (oitenta e quatro) eixos com 04 (quatro) estacas por eixo, sendo que os 04 (quatro) primeiros eixos serão cravadas as estacas protegidas por encamisamento metálico (tubulões), devido à interferência do enrocamento existente na área do trecho de transição (Suape, 2009).

3.2.2 Estaleiro Atlântico Sul

O Estaleiro Atlântico Sul possui capacidade de processamento de 160 mil toneladas de aço/ano, 1 milhão e 620 mil metros quadrados de terreno, área industrial coberta de 130 mil metros quadrados e um dique seco de 400 metros de extensão, 73 metros de largura e 12 metros de profundidade. O dique é servido por dois pórticos Goliaths de 1.500 toneladas, dois guindastes de 50 toneladas e dois de 35 toneladas. O porte destes equipamentos permite reduzir substancialmente o tempo de construção dos navios, possibilitando ao Estaleiro figurar no seleto time das plantas navais de quarta geração, junto aos estaleiros asiáticos, considerados como de vanguarda da construção naval mundial.

Quanto à área de cais, o Estaleiro possui um cais de acabamento com 730 metros de extensão, equipado com dois guindastes de 35 toneladas. Outros 680 metros de cais são utilizados para a construção e reparo de plataformas offshore.

3.3 Caracterização Geológica da Região

Na formação litológica de Ipojuca onde está localizado o complexo de Suape pode-se destacar a presença de seis tipos de rochas: conglomerados, calcários, rochas vulcânicas, arenitos, argilitos e sedimentos inconsolidados como: areias, argilas, siltes, cascalhos e turfas (CPRM/FIDEM, 1998). Segue a seguir descrição dos grupos litológicos acima citados:

Os conglomerados e similarmente os arenitos possuem grande coesão e são bastante estáveis para cortes verticais.

Os argilitos exibem boas características de coesão e suporte. Entretanto, em vários locais, ensaios SPT (Standard Penetration Test) destinados a medir capacidade de suporte do solo, apresentaram valores muito baixos, da ordem de 2/30.

As rochas vulcânicas apresentam-se principalmente na forma de derrames, sills e diques que cortam as litologias sedimentares, encontrando-se bastante alteradas na maioria dos casos, originando materiais argilosos, de cor vermelha, com boa estabilidade no caso de cortes em talude.

Os calcários mostram-se pouco alterados, maciços, pouco fraturados, bastante coerentes, isotrópicos e resistentes; ocorrendo na forma de dois afloramentos, e caracterizados por duas colinas de altitudes em torno de 40m.

Os sedimentos inconsolidados, que formam as áreas planas do município, mesclam-se de áreas com boa capacidade de suporte, caracterizadas pelos terraços litorâneos, planícies aluviais, praias e planície flúvio-lagunar, compostas por camadas de areias, cascalhos e algumas argilas, com áreas de baixa capacidade de suporte (camadas de turfas, areias fofas e argilas orgânicas), representadas pelas áreas de manguezais.

As camadas de argila mole estão presentes em grande parte da área baixa e plana do município, com espessuras de até 33 metros e N_{SPT} 1/70. Junto a essas argilas, também ocorrem camadas de areia fofa com espessuras que podem chegar a 13 metros e N_{SPT} 1/60, além de camadas de turfa com espessuras de até 4 metros e N_{SPT} 1/70.

3.3.1 Apresentação de Sondagens

Os ensaios de reconhecimento do solo (SPT- Stand Penetration Test) apresentados a seguir foram cedidos para fins de pesquisa pelo Consórcio CBPO/OAS e Estaleiro Atlântico Sul.

3.3.1.1 Cais IV

A Figura 3.1 apresenta a localização das estacas e sondagens envolvidas na pesquisa.

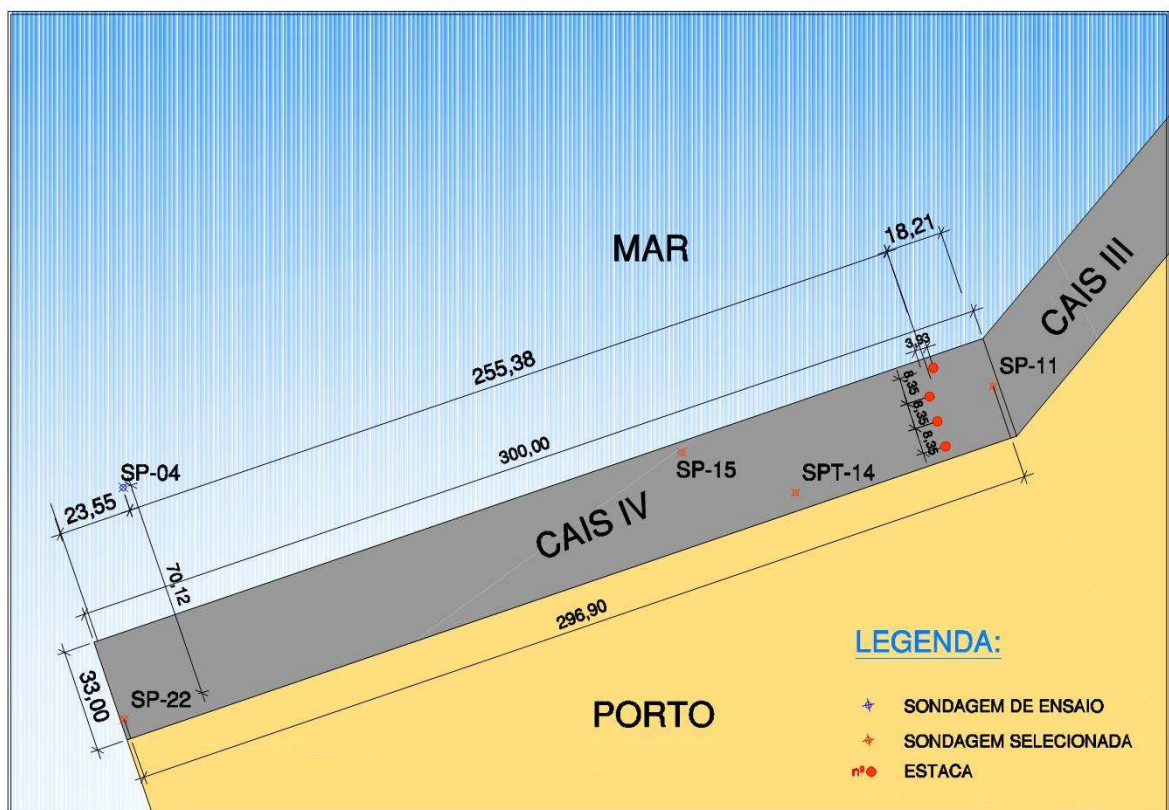


Figura 3.1 – Localização de sondagens e estacas (Cais IV)

Segue a seguir o perfil geotécnico do solo na Figura 3.2, mostrando a disposição dos solos, número golpes do ensaio SPT até o limite de sondagem (40 metros de profundidade). O perfil de sondagem mostra a presença de argila siltosa de espessura de 2 metros; em seguida uma camada de argila orgânica com espessura de 2 metros; logo após há presença de arenito com espessura média de 5,50 metros, por conseguinte uma camada de areia siltosa com espessura com espessura variando de 8 a 11 metros; logo depois tem-se uma camada de argila siltosa com 10,50 metros; e por fim observa-se uma areia média com espessura média de 9 metros.

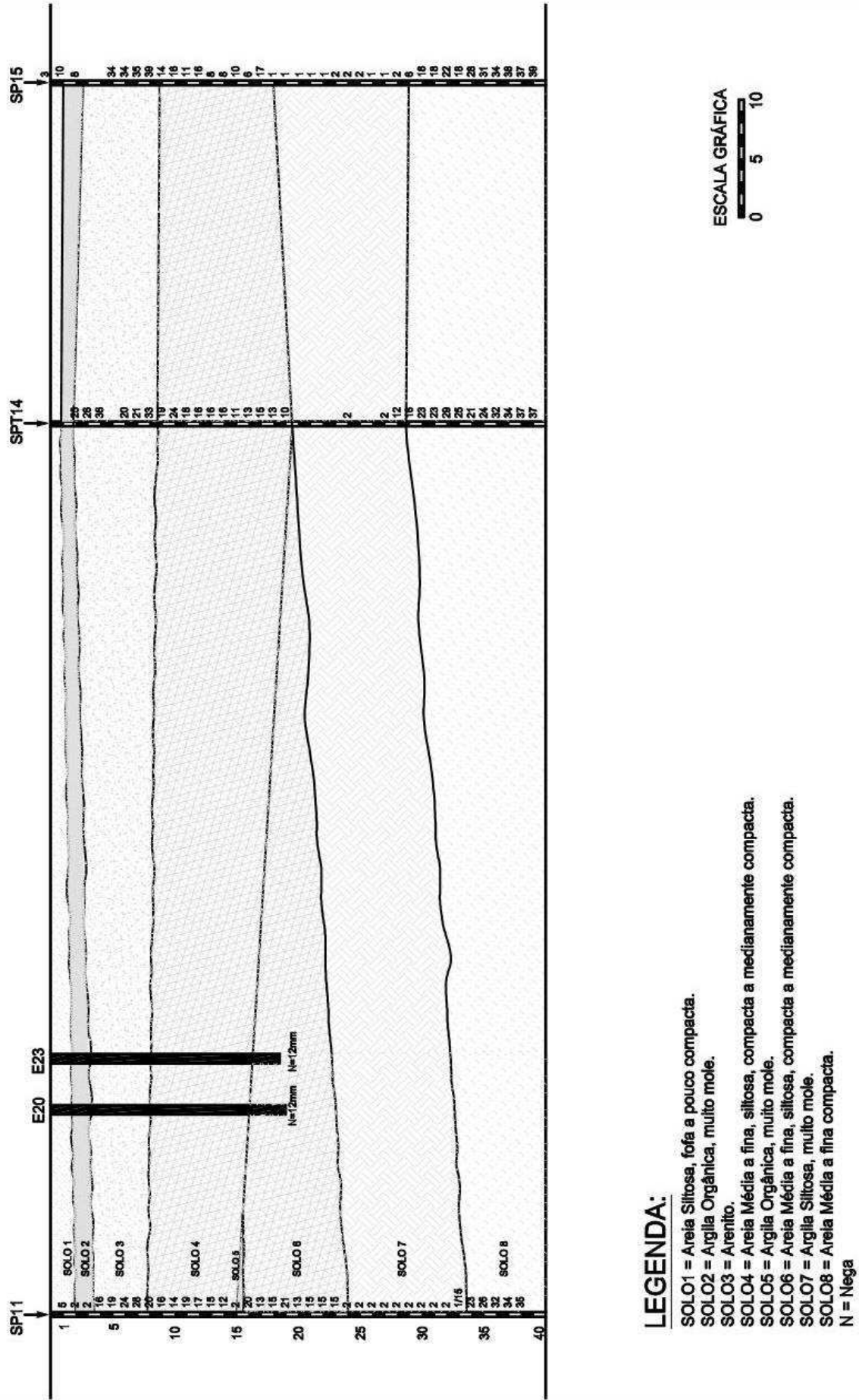


Figura 3.2 – Perfil longitudinal do subsolo

3.3.1.2 Estaleiro Atlântico Sul

As sondagens e estacas que estão dispostas são dos trechos (B5, D1 e D3) do Dique Seco. A Figura 3.3 mostra a locação das estacas e disposição das sondagens dentro dos trechos estudados.

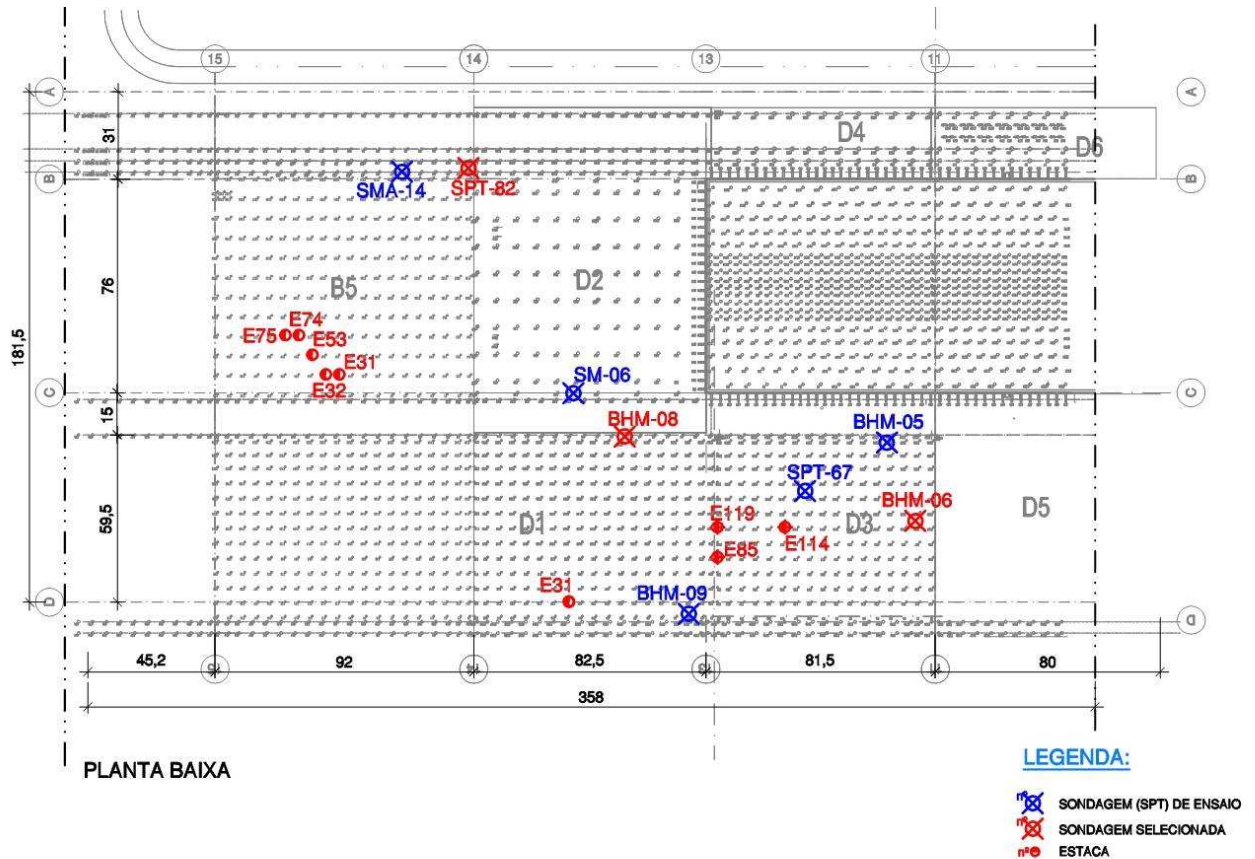


Figura 3.3 – Locação de estacas e sondagens do Dique Seco (EAS)

Demonstrado a baixo o perfil geotécnico do solo na Figura 3.4, mostrando as camadas dos solos, número golpes do ensaio SPT até o limite de sondagem (aproximadamente 20 metros). No perfil a seguir observa-se a presença de areia com espessura variando de 12 a 15 metros de espessura, em seguida uma camada de areia siltosa com espessura média de 2,50 metros, logo após tem-se um silte arenoso com espessura média de 4 metros e e por fim observa-se uma argila siltosa com aproximadamente 3 metros.

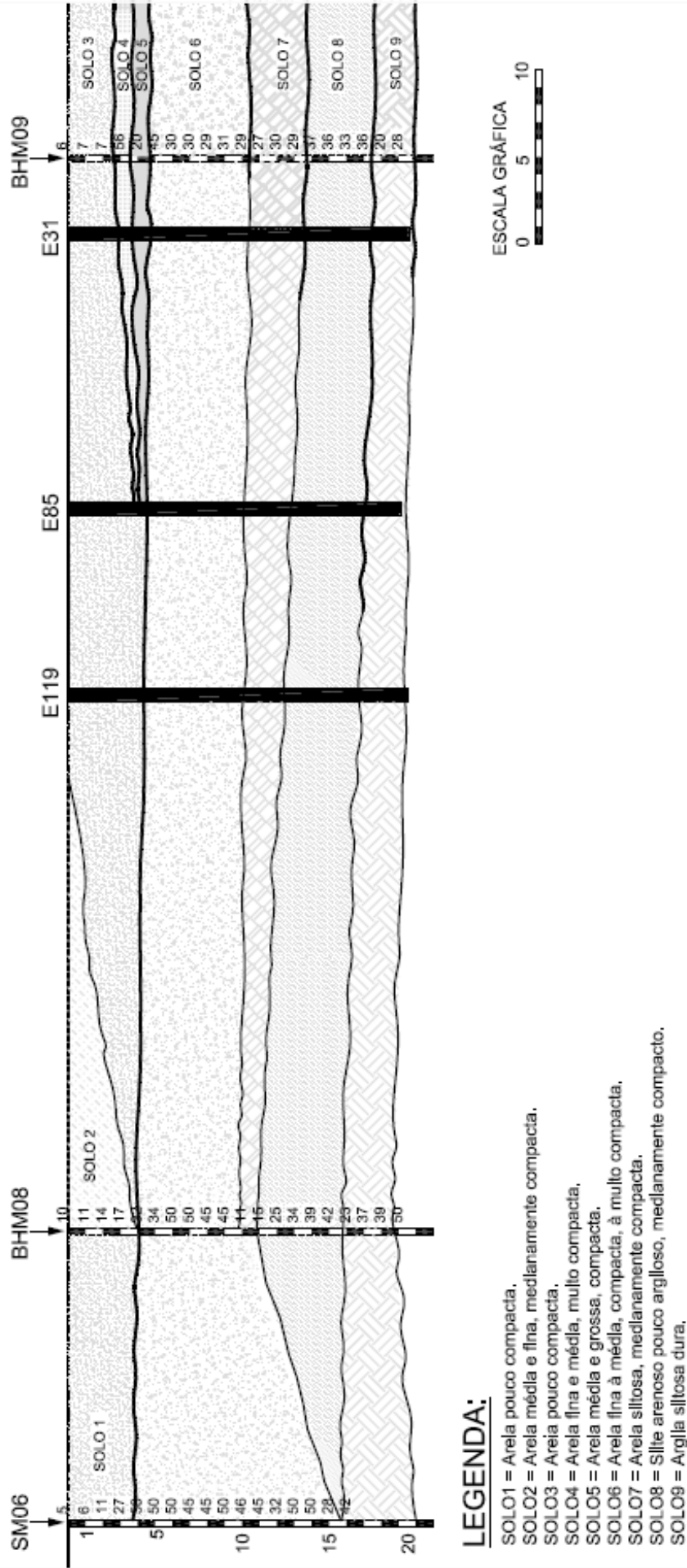


Figura 3.4 – Perfil transversal do subsolo

3.4 Estacas Estudadas

Conforme diretrizes de projeto e acompanhamento de campo serão apresentados a seguir o processo de fabricação, execução e instrumentação das estacas pré-moldadas e protendida executadas no Cais IV e hélice contínua executadas no Estaleiro Atlântico Sul.

3.4.1 Cais IV

3.4.1.1 Produção das Estacas Pré-Moldadas e Protendidas

As estacas foram produzidas a partir de vergalhões e estribos já cortados e dobrados, exceto as barras longitudinais ($\phi 25.0$ mm) que sofriam poucos cortes e efetuadas as emendas por solda de topo (Figura 3.5). Estas armaduras foram montadas sobre bancadas, onde estavam fixados gabaritos, que possuíam encaixes para as barras longitudinais.



Figura 3.5 - Montagem de armadura: Gabarito de montagem e Armadura montada

Concluída a montagem da armadura e posicionamento de espaçadores de argamassa (mínimo de 5 cm), a armadura é transportada para uma outra bancada, para que fossem colocadas as fôrmas internas e posteriormente as externas (Figura 3.6). A fôrma externa, com aproximadamente 170 m de comprimento útil e diâmetro de 0,80 m, permitindo a fabricação de 4 (quatro) estacas de 40 m em cada ciclo de utilização, já as fôrmas internas foram produzidas de forma articulada e com diâmetro de 0,50 m, permitindo assim a colocação e retirada das estacas. Antes da utilização das fôrmas elas eram untadas com desmoldante.

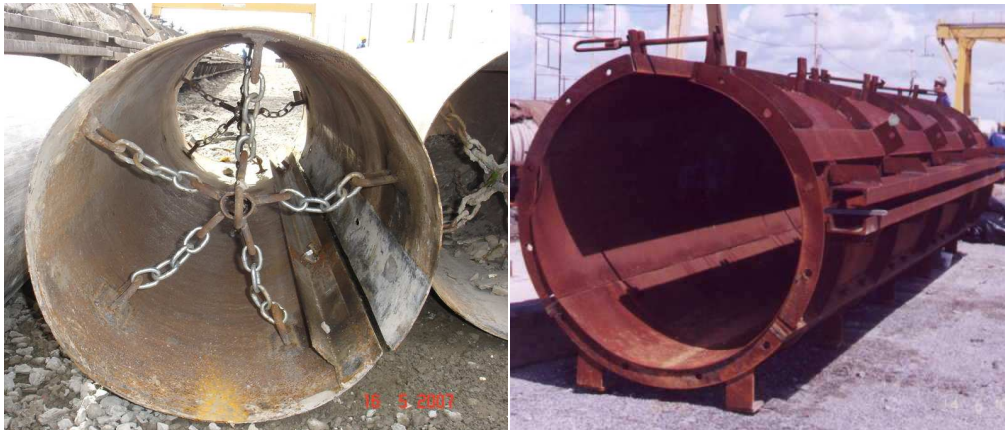


Figura 3.6 - Fôrmas interna e externa

Após a devida limpeza nas formas eram posicionadas as cordoalhas do tipo CP 190 RB de 12,7mm de diâmetro, sendo que inicialmente eram colocadas 5 inferiores (cordoalhas C1 a C5) e sobre as cordoalhas aplicava-se uma tensão inicial de 1 kN/cm^2 (Figura 3.7).

A seguir é posicionada a armação na forma externa sobre as cordoalhas (C1 a C5) e as demais cordoalhas (C6 a C12) são colocadas para receberem a tensão de 100 kN/cm^2 , em seguida foram aplicados sucessivos estágios de tensão de 2, 3 e $3,56 \text{ kN/cm}^2$, atingindo assim a condição proposta em projeto (14 t), com o objetivo de permitir à estaca suportar elevados esforços de tração durante as operações de içamento, transporte e cravação.

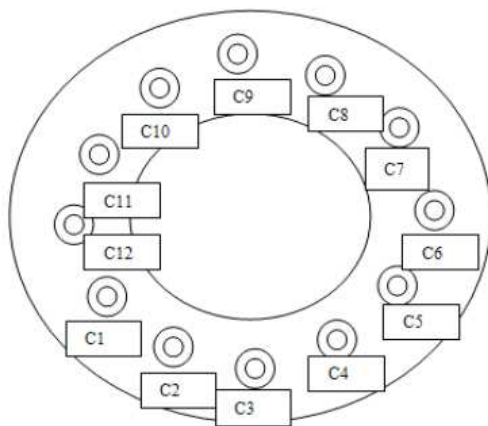


Figura 3.7 – Locação de cordoalhas e aplicação de carga

Logo após é realizada a concretagem da estaca (Figura 3.8). O concreto é produzido com cimento CII F32, com fck de 40 MPa., com consumo de cimento de 450 kg/m³, fator água/cimento $\leq 0,40$ e adição de aditivos como: Adição mineral – Sílica ativa (Metacaulim), Multifuncional – Tec-Mult 410 e Superplastificante – Tec-Flow 7005.

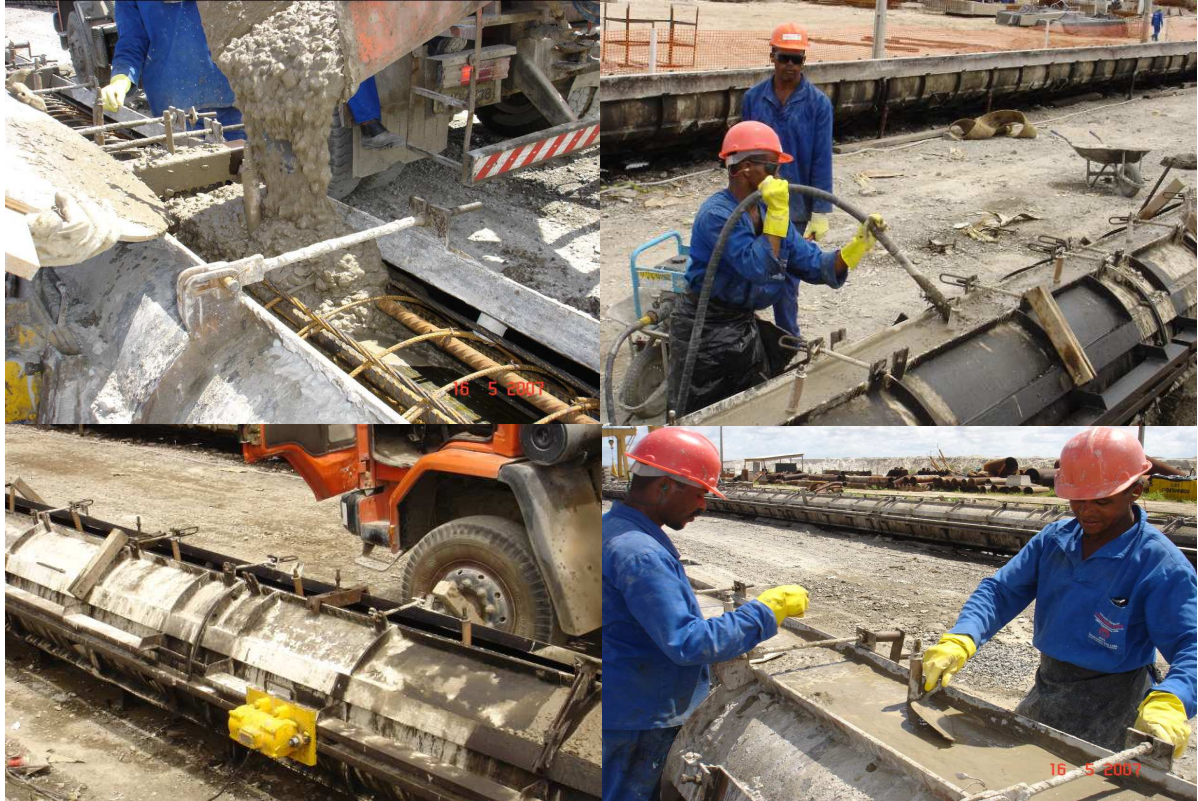


Figura 3.8 – Concretagem: Aplicação, adensamento, vibrador nas fôrmas e acabamento

À medida que a estaca é concretada é realizado o acabamento superficial, no local da abertura deixada para o lançamento.

Depois do acabamento do concreto, era iniciada sua cura, ainda com a fôrma fechada e também após abertura da forma com a utilização de sacos de aniagem molhados, colocados sobre as partes da estaca expostas às condições climáticas (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Cura: Com água e saco de aninhagem

3.4.1.2 Metodologia de Execução

Conforme memorial descritivo e seguindo a seguinte metodologia executiva:

1. Posicionamento de gabarito (Cantitraveller = carro de cravação) para cravação de estacas nos eixos de projeto, sendo aferidas as coordenadas topograficamente;
2. Transporte de estacas através: ponte rolante, flutuante e por fim sendo içadas para posicionamento de cravação;
3. Colocação de martelo Juntan 9 toneladas;
4. Marcação da estaca para acompanhamento de cravabilidade pela topografia;
5. A cravação das estacas estavam condicionadas a estágios de altura de queda do martelo (0,20 m, 0,40 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m e 1,20 m), onde a transição de uma altura de queda para a outra estaria condicionada à nega de 12 mm.

A seqüência executiva esta apresentada a seguir na Figura 3.10.



Figura 3.10 – Sequência executiva: Transporte, içamento, gabarito e cravação

3.4.1.3 Instrumentação e Características das Estacas Ensaaiadas

As estacas monitoradas do tipo pré-moldadas de concreto protendido, possuem diâmetro de 0,80 m com paredes com espessura de 0,15 m, fabricadas com o Fck de 40 MPa e constituída com 40 metros de comprimento.

As penetrações últimas (negas) no ECD foram medidas topograficamente.

Os pares de acelerômetros e transdutores de deformação específica foram instalados aproximadamente a 2 m abaixo do fuste das estacas, em posições diametralmente opostas conforme croqui condições de ensaio (observar Figura 3.12), visando fundamentalmente compensar os efeitos de flexão quando realizado o ensaio.

Os sinais dos sensores foram acondicionados no equipamento P.D.A. (Pile Driving Analyser), ver Figura 3.11, tendo no momento do ensaio (“in loco”) a avaliação da capacidade de carga e deslocamento do elemento ensaiado calculados pelo método CASE e gravado para posterior re-análise em escritório através do programa CAPWAP.



Figura 3.11 – (a) Transdutores e acelerômetros utilizados no ensaio (b) Equipamento P.D.A.(Pile driving analyser)

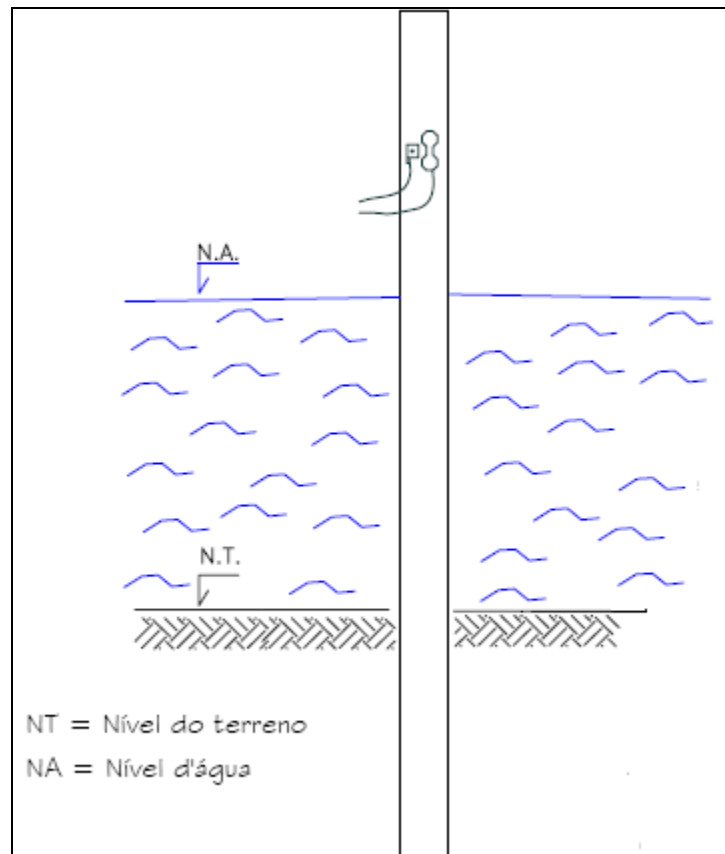


Figura 3.12 - Condições do ensaio

3.4.2 Estaleiro Atlântico Sul

3.4.2.1 Produção: Estacas Hélice Contínua

As estacas foram produzidas com armação em forma de gaiola. As "gaiolas" foram constituídas de barras longitudinais ($\phi 25.0$ mm) e estribo helicoidal soldado (ponteados) nas barras e a extremidade inferior levemente afunilada, para facilitar e evitar a sua deformação durante a introdução do concreto.

Foram colocados espaçadores do tipo circular na armadura a cada 2 m dispostos de forma intercalados na seção transversal de instalação. Os espaçadores tiveram a função fundamental na centralização da armadura no furo e garantir o recobrimento mínimo necessário solicitado em projeto (50 mm).

O concreto utilizado na produção deste tipo de estaca foi fabricado em usina misturadora e dosadora de concreto. O concreto era fabricado com cimento CPIII, com fck de 20 MPa, com consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, fator água/cimento $\leq 0,60$, Slump (abatimento) 220 ± 30 mm.

3.4.2.2 Metodologia de Execução

Para a execução de uma estaca hélice contínua seguem-se as seguintes etapas:

1. Posicionamento e perfuração do terreno com o trado até a profundidade definida em projeto;
2. Injeção de concreto bombeado pelo corpo central do trado;
3. Retirada contínua e lenta do trado, sendo o espaço do trado no interior sendo preenchido com concreto até a superfície do terreno;
4. Posicionamento e introdução da armadura imediatamente após o término da concretagem.

3.4.2.3 Instrumentação e Características das Estacas Ensaaiadas

As estacas são do tipo hélice contínua com diâmetro de 0,60 m, fabricadas com Fck de 20 MPa, com profundidade de cravação variando entre 15 a 20 m. O ensaio foi realizado com martelo em queda livre composto por um peso guiado de 4,2 toneladas com altura de queda variando entre 0 e 3,60 metros. Foi colocado um capacete metálico com coxim de madeira de 0,15 metros de espessura para assim obter sinais dinâmicos de melhor qualidade.

Os transdutores e acelerômetros foram instalados, em posições diametralmente opostos e ligeiramente abaixo da cabeça da estaca a uma altura de 0,90 metros (Figura 3.13).

Após tal instrumentação e ensaio do elemento, foram realizadas medições (força, aceleração, velocidade e deslocamento) através do uso do método CASE e gravado para posterior re-análise em escritório através do programa DLTWAVE (equivalente CAPWAP, segundo Rincent, 2008).



Figura 3.13 – Martelo de queda-livre (Bate-estaca), detalhe coxim e transdutores/acelerômetros

3.5 Compilação dos Resultados

3.5.1 Escolha e Obtenção

No Cais IV por semelhante modo foram selecionadas para o ensaio as estacas de maior solicitação estabelecida (entre 2.500 a 3.000 kN) para os eixos dos trilhos futuros equipamentos (Guindastes, Portainers e entre outros).

As estacas do Dique Seco do Estaleiro Atlântico Sul objeto de estudo foram escolhidas com base na maior solicitação proveniente do empreendimento, ou seja, por se tratar de estacas que serão solicitadas por ação de diversos esforços em virtude de blocos de navios a serem montados acima das lajes, bem como o trânsito de guindastes e pórticos (Pórticos = 2 Goliaths de 15.000 kN e 4 Guindastes: sendo 2 de 500 kN e 2 de 350 kN) sobre os trilhos que estão solidarizados às estacas.

3.5.2 Avaliação da Capacidade de Carga

Os resultados de capacidade de carga das estacas obtidos através dos ensaios de carregamento dinâmico e sondagem SPT (Stand Penetration Test), foram correlacionados com os métodos consagrados da literatura: AOKI e VELLOSO 1975, DÉCOURT 1996.

Os resultados encontrados foram verificados com base na Norma NBR 6122/2010.

A partir das curvas carga x recalque geradas pelo método CAPWAP das estacas foram realizadas tentativas de verificação de capacidade de carga, através da interseção da curva com a extrapolação da reta proposta pela NBR 6122/2010 e pelo Método de DAVISSON (1972).

E ainda através das curvas carga x recalque gerado pelo método CAPWAP, foi verificado a capacidade de carga pelo Método de TERZAGHI (1942) considerando como carga de ruptura a que corresponde a um recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca e Método de DE BEER (1967) traçando a curva carga x recalque em escalas logarítmicas, de modo a tender para a interseção entre duas retas.

Foi analisada também a eficiência do sistema de cravação, o coeficiente de amortecimento, a tensão na cravação e a relação entre o atrito lateral calculado nos métodos semi-empíricos acima citados com hipóteses estabelecidas.

Os Ensaio de Carregamento Dinâmico foram cedidos pelo Consórcio CBPO/OAS e Estaleiro Atlântico Sul para comparação de resultados.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Apresentação dos Resultados

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico e que foram compilados a partir dos relatórios fornecidos pelas empresas executoras dos empreendimentos estudados. Os dados apresentados estão, de uma maneira geral, organizados no formato original e de forma resumida. São mostrados também a estimativa de capacidade de carga com base nos métodos semi-empíricos.

4.1.1 Cais IV

4.1.1.1 Método CAPWAP (Ensaio de Carregamento Dinâmico)

Através da apuração dos registros de campo e processamento destes e usando o Método CAPWAP, tem-se a estimativa da distribuição de resistência desenvolvida pelo solo ao longo da estaca, estimativa de capacidade de carga do sistema estaca-solo. É mostrado na Tabela 4.1 as características das estacas ensaiadas; na Tabela 4.2 os valores da resistência máxima mobilizada (RU), máximo atrito lateral (QAL) e máxima resistência de ponta (QP), como também um percentual com a contribuição de cada parcela atrito lateral (%QAL) e resistência de ponta (%QP). São apresentados também o coeficiente de amortecimento (J) utilizados na análise de cada estaca ensaiada.

Tabela 4.1 – Característica das Estacas (Cais IV)

Trecho	Estaca	Tipo	ϕ (mm)	Carga de Trabalho	Comprimentos (m)		Martelo (t)	Datas de Ensaios	
					Total	Cravado		Ensaio	Reensaio
1	E1-20	Pré-Moldada	800	2.400	40,00	18,95	9,00	25/1/2007	29/1/2007
	E1-21			1.900	40,00	17,91		24/1/2007	
	E1-22			2.400	40,00	18,48			
	E1-23			1.900	40,00	18,48			

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de ECD (Cais IV)

Trecho	Estaca	RU (kN)	QAL (kN)	%QAL	QP (kN)	%QP	J
CRAVAÇÃO							
1	E1-20	2.500	1.385	55	1.115	45	0,90
	E1-21	2.252	1.495	66	757	34	0,49
	E1-22	2.646	2.302	87	344	13	0,56
	E1-23	2.316	1.561	67	755	33	0,55
REENSAIO							
1	E1-20	3.297	3.093	94	204	6	0,58
	E1-21	4.601	3.276	71	1.325	29	0,46
	E1-22	4.482	4.029	90	453	10	0,44
	E1-23	4.250	2.563	60	1.687	40	0,56

O reensaio foi executado após 4 a 5 dias, onde as estacas foram re-instrumentadas, onde foi identificado um ganho médio de resistência total na ordem de 58%, e um aumento considerável do atrito lateral em 52%, enquanto a resistência de ponta teve pouco incremento em seus valores sendo apenas 8% (observar Figura 4.1).

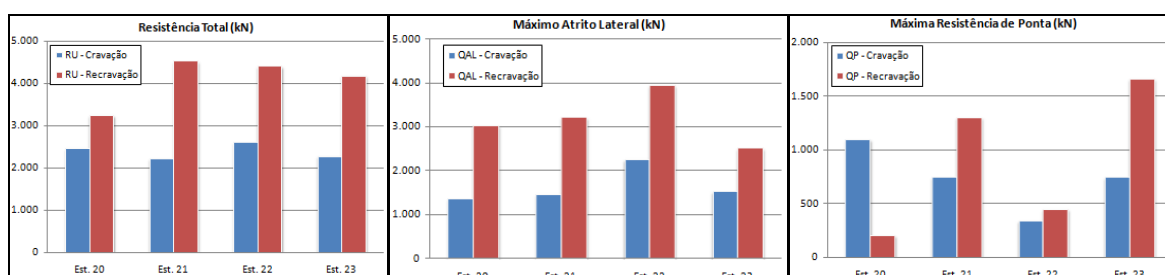


Figura 4.1 – Ganho de resistência: Total, atrito e ponta
(A partir dos dados do relatório Geomec, 2007)

De uma maneira geral o coeficiente de amortecimento J apresentado na Tabela 4.2, enquadra-se, de acordo com Rausche (1985), na faixa referente ao tipo de solo situado entre argila e argila siltosa. No item 4.2.1.3 é apresentada uma discussão mais detalhada sobre este coeficiente.

A Figura 4.2 apresenta a curva carga-recalque simulada gerada pelo ensaio de carregamento dinâmico, das estacas E20 e E21, onde a resistência mobilizada respectivamente é de 3297 e 4601 kN.

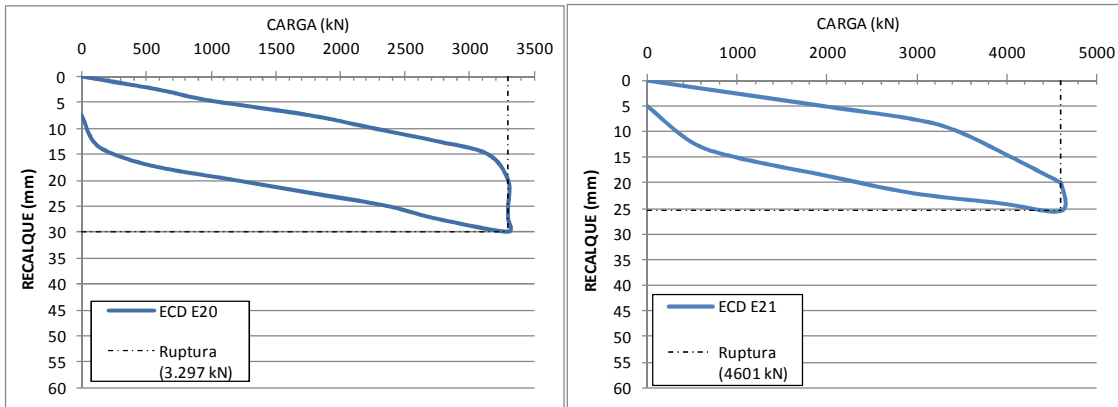


Figura 4.2 – Curva carga-recalque estacas E20 e E21 (Cais IV)

4.1.1.2 Resistência Mobilizada (Sistema Solo-Estaca)

Décourt (1994) afirma que a carga de ruptura física raramente é atingida, por isso a carga de ruptura considerada é a convencional, que é definida como carga correspondente a uma deformação do topo da estaca de 10% do diâmetro (estacas de deslocamento). Os ensaios de carregamento dinâmico atingiram deformações na ordem de 3 a 3,75% do diâmetro, demonstrando assim não ter mobilizado toda resistência. A figura 4.3 apresenta os valores da deformação das estacas durante o ensaio e a deformação considerada para a mobilização de toda a capacidade de carga proposta por deformação do topo da estaca de 10% do diâmetro.

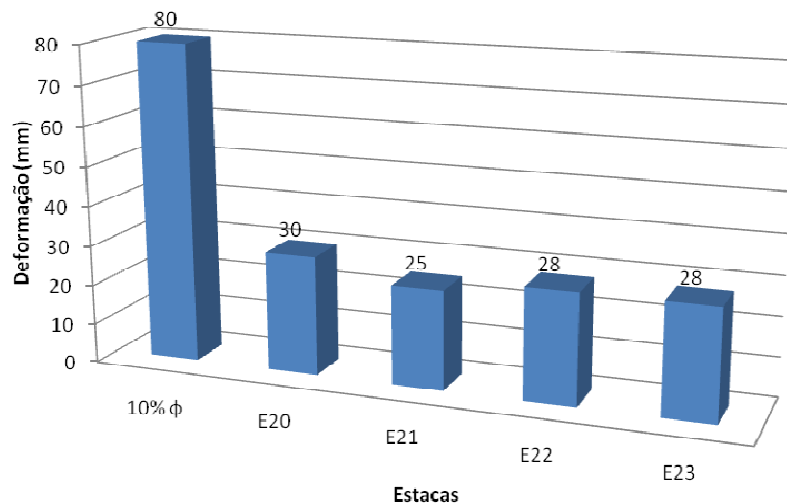


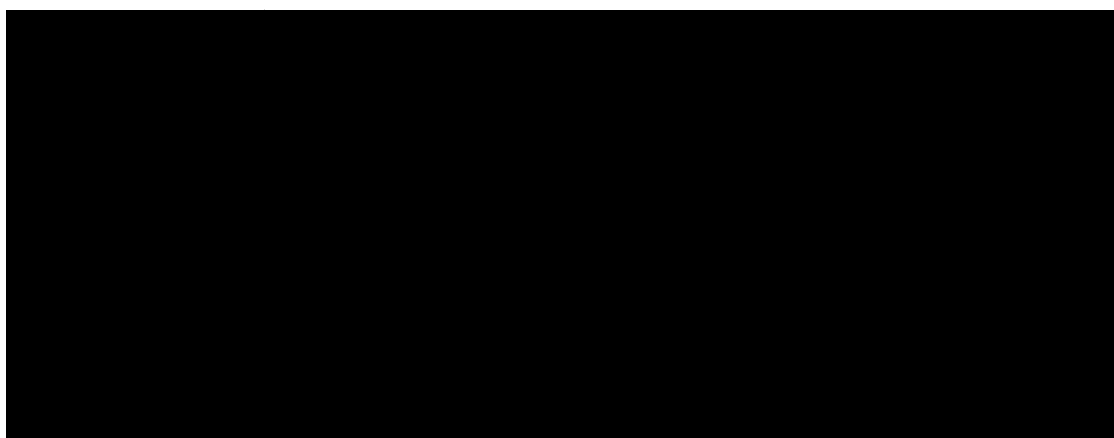
Figura 4.3 – Deformação: ECD x sugerida por Décourt (1994) para atingir a carga de ruptura convencional

4.1.1.3 Métodos Semi-Empíricos

Dois métodos foram utilizados Aoki e Velloso, 1975 e Décourt, 1996; salientando que foram levados em consideração apenas os resultados do atrito lateral, pois os valores da resistência de ponta da estaca não foram mobilizados inteiramente, para o nível de carregamento e de recalque atingidos nos ensaios ECD, conforme será discutido no item 4.2.1.2.

A Tabela 4.3 apresenta a estimativa de capacidade de carga utilizando o método Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996).

Tabela 4.3 – Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso (1975); Décourt (1996) _ Cais IV



4.1.2 Estaleiro Atlântico Sul

4.1.2.1 Método CAPWAP (Ensaio de Carregamento Dinâmico)

A Tabela 4.4 apresenta as características das estacas ensaiadas e a Tabela 4.5 são apresentados os registros de resistência desenvolvidos pelo solo ao longo da estaca.

Tabela 4.4 – Característica das Estacas (Estaleiro Atlântico Sul)

Trecho	Estaca	Tipo	ϕ (mm)	Carga de Trabalho	Comprimentos (m)		Martelo (t)	Data
					Total	Cravado		Ensaio
B5	E31	Hélice Contínua	600	2.200	16,54	15,34	4,20	23/9/2008
	E32				15,83	14,63		23/9/2008
	E53				16,07	14,87		24/9/2008
	E74				16,08	14,88		27/9/2008
	E75				15,82	14,62		27/9/2008
D1	E31				20,80	19,60		18/7/2008
D3	E85				20,71	19,11		7/8/2008
	E114				22,13	20,93		15/8/2008
	E119				20,18	19,58		15/8/2008

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de ECD (Estaleiro Atlântico Sul)

Trecho	Estaca	RU (kN)	QAL (kN)	%QAL	QP (kN)	%QP	J
B5	E31	4.630	2.732	59	1.898	41	0,35
	E32	4.730	2.554	54	2.176	46	0,30
	E53	4.810	2.790	58	2.020	42	0,30
	E74	5.090	3.665	72	1.425	28	0,30
	E75	4.900	2.450	50	2.450	50	0,15
D1	E31	5.200	3.120	60	2.080	40	0,60
D3	E85	5.720	4.976	87	744	13	0,05
	E114	5.530	4.811	87	719	13	0,10
	E119	5.910	4.492	76	1.418	24	0,15

Legenda:

RU = Carga última ou resistência total

QAL = Máximo atrito lateral

QP = Máxima resistência de ponta

%QAL = Percentual do atrito lateral

%QP = Percentual da resistência de ponta

J = Coeficiente de amortecimento

De uma maneira geral o coeficiente de amortecimento J apresentado na Tabela 4.5, enquadra-se, de acordo com Rausche (1985), na faixa referente ao tipo de solo situado entre areia e silte (Tabela 2.6).

A Figura 4.4 apresenta a curva carga-recalque simulada gerada pelo ensaio de carregamento dinâmico, das estacas E32 e E53, onde a resistência mobilizada respectivamente é de 4730 e 4810 kN.

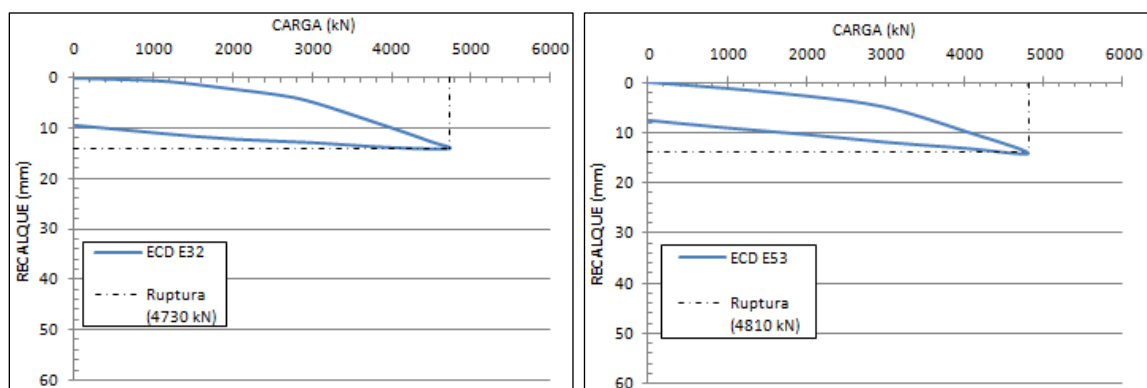


Figura 4.4 – Curva carga-recalque estacas E32 e E53 (Estaleiro Atlântico Sul)

4.1.2.2 Resistência Mobilizada (Sistema Solo-Estaca)

Conforme discutido no item 4.1.1.2, Décourt (1994) afirma que a carga de ruptura é definida pela deformação do topo da estaca de 10% do diâmetro em estacas de deslocamento e estacas escavadas em argila; e de 30% de seu diâmetro quando escavadas em solos granulares. As deformações atingidas no ECD ficaram entre de 1,5 a 2,4% do diâmetro, demonstrando assim também não ter mobilizado toda resistência. A Figura 4.5 apresenta os valores da deformação das estacas durante o ensaio e a deformação considerada para a mobilização de toda a capacidade de carga.

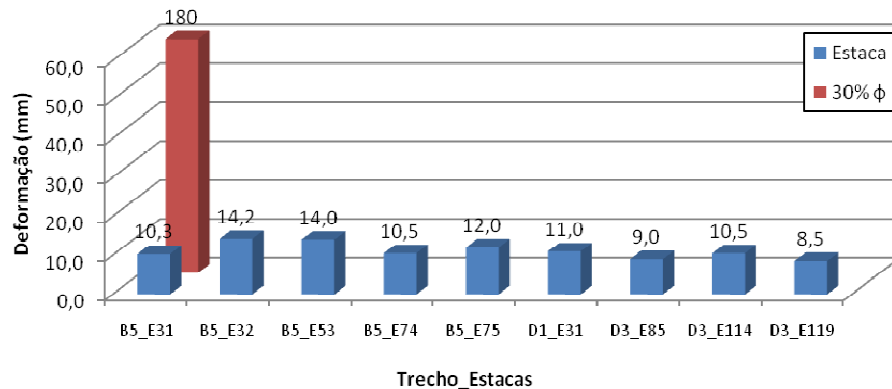


Figura 4.5 – Deformação: ECD x sugerida por Décourt (1994) para atingir a carga de ruptura convencional

4.1.2.3 Métodos Semi-Empíricos

As Tabelas 4.6 a 4.8 apresentam a estimativa de capacidade de carga referente à parcela de atrito lateral, utilizando o método Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996), em diferentes trechos de construção do Estaleiro (B5, D1 e D3).

Tabela 4.6 – Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso (1975);
Décourt (1996) _ Trecho B5

Trecho	Método	Sondagens			
		SMA14 (ECD)		BHM08	
		Resultado (kN)		Resultado (kN)	
B5	Aoki e Velloso (1975)	E31	2.252	E31	1.713
		E32	2.192	E32	1.629
		E53	2.212	E53	1.658
		E74	2.213	E74	1.659
		E75	2.191	E75	1.628
	Décourt (1996)	E31	3.265	E31	3.237
		E32	3.114	E32	3.087
		E53	3.165	E53	3.138
		E74	3.167	E74	3.140
		E75	3.112	E75	3.085

Tabela 4.7 – Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso (1975);
Décourt (1996) _ Trecho D1

Trecho	Método	Sondagens			
		BHM09 (ECD)		BHM08	
		Resultado (kN)		Resultado (kN)	
D1	Aoki e Velloso (1975)	E31	1.665	E31	1.828
	Décourt (1996)		3.610		4.136

Tabela 4.8 – Resultados da Resistência Lateral nos Métodos Aoki e Velloso (1975);
Décourt (1996) _ Trecho D3

Trecho	Método	Sondagens			
		SP67 (ECD)		BHM06	
		Resultado (kN)		Resultado (kN)	
D3	Aoki e Velloso (1975)	E85	1.031	E85	1.993
		E114		E114	2.213
		E119		E119	2.059
	Décourt (1996)	E85	2452	E85	3420
		E114	2685	E114	3764
		E119	2512	E119	3521

4.2 Análise e Discussão dos Resultados

4.2.1 Cais IV

4.2.1.1 Capacidade de Carga (Resistência Lateral)

Com base nos resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico (ECD) observa-se que a resistência lateral no reensaio ficou situado entre 2563 e 4.029 kN. Relacionando a sondagem SP 04 da Figura 3.1, usada como referência para o ensaio no relatório GEOMECH (2007), tem-se para os métodos Aoki e Velloso (1975) 1.465 kN e para o método Décourt (1996) 1.488 a 2.089 kN. Outros furos de sondagens próximas também foram estudados nesta dissertação, para comparação dos resultados. São os furos SP 11 e SP 22, sendo o SP 11 o mais próximo das estacas ensaiadas (Figura 3.1).

Na Figura 4.6 é feita uma comparação entre o ensaio (ECD) e os métodos semi-empíricos. Nota-se que existe uma nítida diferença entre os resultados, mostrando uma maior parcela de carga do atrito lateral para os métodos Aoki e Velloso e Décourt nas sondagens SP 11 e 22.

No furo SP 11 os valores se aproximam dos resultados obtidos no ECD, enquanto no Furo SP 22 os valores estimados pelos métodos semi-empíricos são superiores aos dos ensaios dinâmicos. Este fato indica que a sondagem de referência do ensaio poderia ser a SP 11 e não a SP 04, que está mais distante das estacas estudadas.

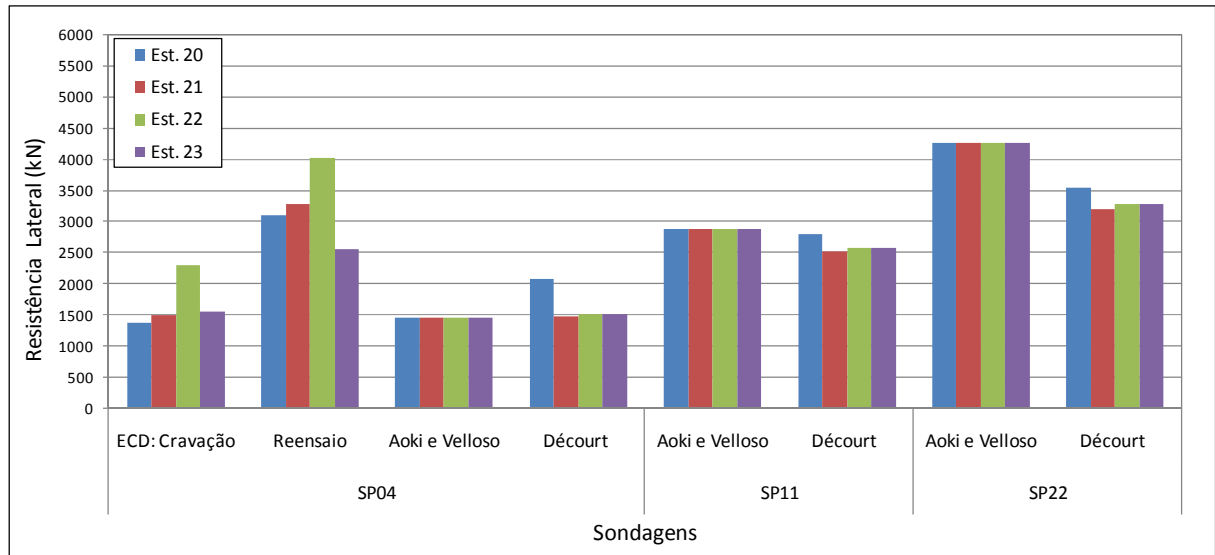


Figura 4.6 – Comparação entre ensaio ECD e métodos semi-empíricos (Sondagens: SP04, SP11, SP22)

A sondagem mais próxima das estacas estudadas (Figura 3.1) é que deveria ser tomada como referência para a interpretação de ensaio (ECD) e verificação da capacidade de carga, pois a sondagem SP11 fica situada a 18,21 metros das estacas, enquanto a sondagem de referência do ECD SP04 fica a uma distância de 255 metros das estacas ensaiadas.

4.2.1.2 Análise da Curva Carga x Recalque

Soares (2002) afirma que geralmente uma prova de carga estática não é levada até a ruptura física. Sendo assim, diversos métodos foram criados para a extrapolação da curva carga-recalque.

Avaliando a curva carga x recalque simulada no ensaio de carregamento dinâmico foram realizadas tentativas de interpretação das cargas de ruptura das estacas, a partir das equações e métodos propostos para prova de carga estática. Foram utilizadas as seguintes propostas: NBR 6122/2010, Método de Davisson, Método de Terzaghi, Método De Beer.

Com relação à equação proposta pela NBR6122/2010 só se conseguiu interseção para a estaca E20 tendo carga de ruptura de 3.297 kN, sendo compatível com o ensaio de carregamento dinâmico. Na estaca E21 não houve interseção entre curva carga x recalque e reta proposta pela NBR 6122/2010, pois a reta gerada desenvolve trajetória distante da curva do ensaio de carregamento dinâmico (Figura 4.7). Este fato pode indicar que o nível de carregamento máximo atingido no ensaio, não foi suficiente para mobilizar a capacidade de carga total da estaca.

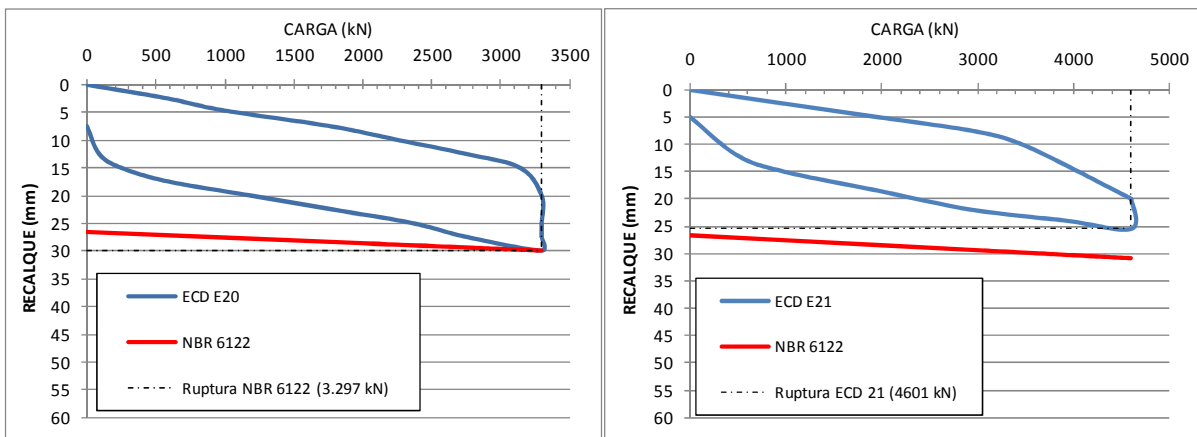


Figura 4.7 – Gráfico carga de ruptura NBR 6122/2010 (Estacas do Cais IV)

No método de Davisson as estacas E20 e E21 apresentam interseção demonstrando carga de ruptura menor (E20 = 2.780 kN e E21 = 3.800 kN), correspondendo a cerca de 85% da carga gerada pelo ensaio de carregamento dinâmico, observar Figura 4.8.

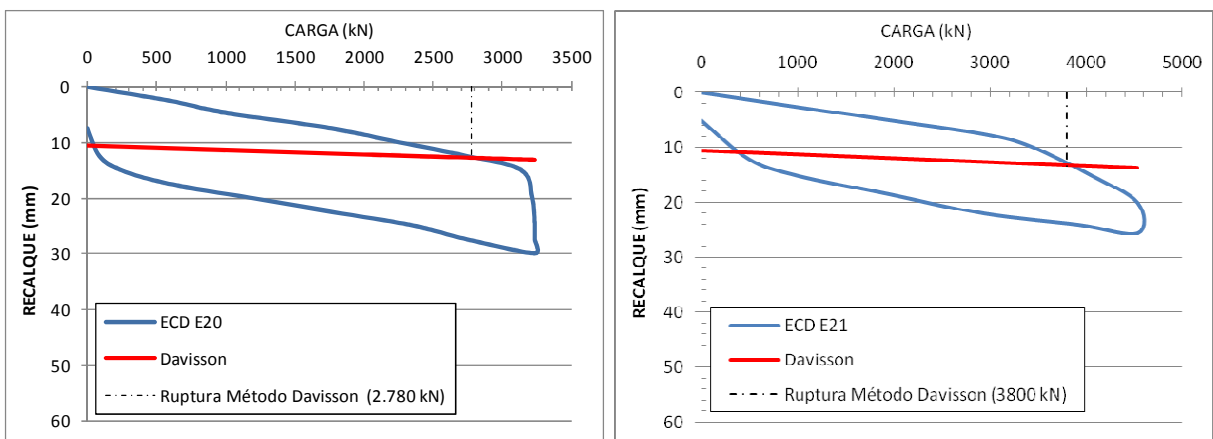


Figura 4.8 – Gráfico carga de ruptura método Davisson (Estacas do Cais IV)

No método proposto por Terzaghi a carga correspondente ao recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca fica muito abaixo da curva carga x recalque de todas as estacas, não podendo assim considerar uma carga de ruptura para a curva gerada pelo ensaio de carregamento dinâmico (Figura 4.9). Este fato pode indicar que o nível de carregamento máximo atingido no ensaio, não foi suficiente para mobilizar a capacidade de carga total da estaca.

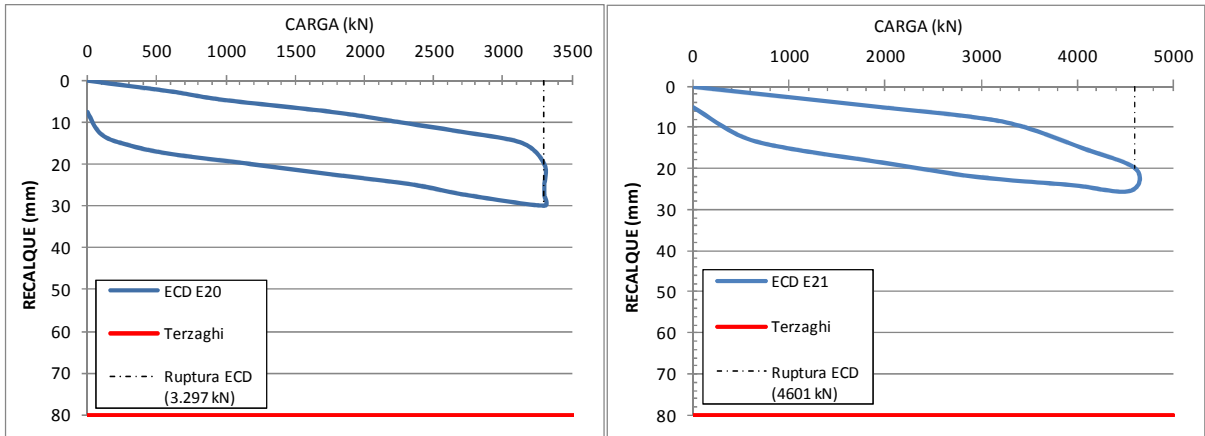


Figura 4.9 – Gráfico carga de ruptura método Terzaghi (Estacas do Cais IV)

Para o método De Beer através da curva carga x recalque em escalas logarítmicas, observou-se que a estaca E20 demonstra carga de ruptura compatível com o ensaio, com uma diferença de 1,85 % ($E20_{ECD} = 3297 \text{ kN}$ e $E20_{DE BEER} = 3237 \text{ kN}$). Enquanto na Estaca E21 a carga de ruptura possui uma redução de aproximadamente 8,25% do ECD ($E21_{ECD} = 4601 \text{ kN}$ e $E21_{DE BEER} = 4250 \text{ kN}$). Observar a Figura 4.10.

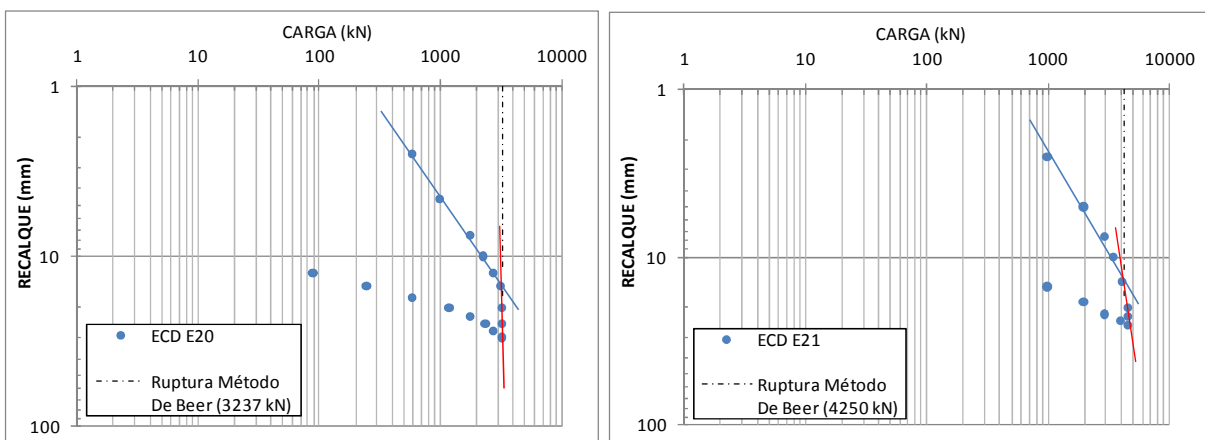


Figura 4.10 – Gráfico carga de ruptura método de De Beer (Estacas do Cais IV)

Segundo Décourt (1994) a ruptura convencional é definida como carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% do diâmetro, como os ensaios atingiram deslocamento entre 3 e 3,75% do diâmetro o nível de carregamento máximo não foi atingido. Vale salientar que estes métodos foram desenvolvidos para analisar as curvas carga-recalque obtidos através de provas de carga estática e não de ensaios de carregamento dinâmico.

4.2.1.3 Coeficiente de Amortecimento (J)

Com a finalidade de fazer uma análise crítica sobre a influência do coeficiente de amortecimento (J), foi realizado um estudo considerando a variação da capacidade de carga total com a variação deste coeficiente.

Observa-se na Figura 4.11 a relação entre o coeficiente de amortecimento utilizado pelo Capwap e a capacidade de carga total (RU) durante a cravação e a recravação.

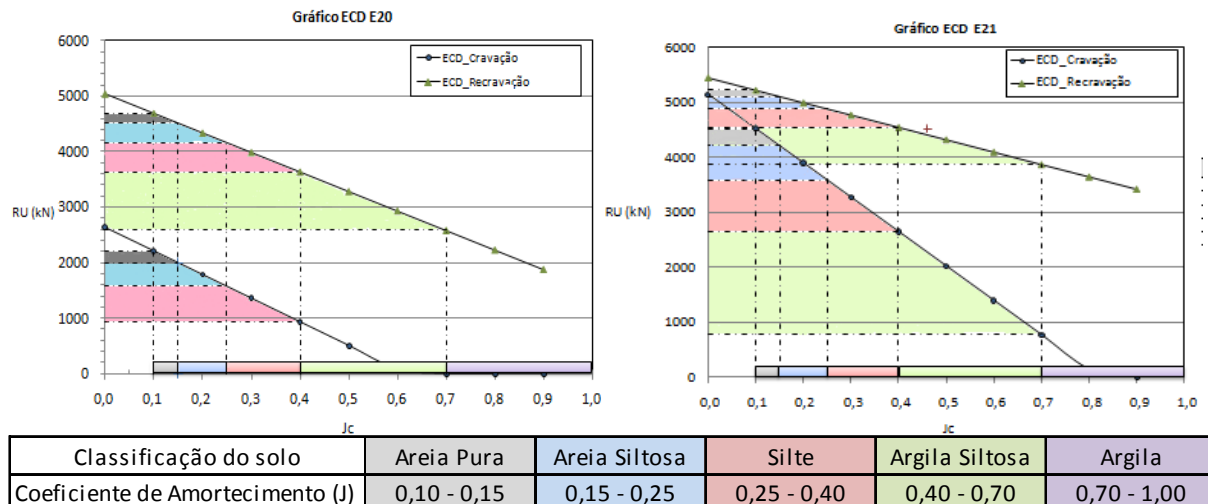


Figura 4.11 – Capacidade de carga (Ru) Versus coeficiente de amortecimento (J)_Cais IV

Nota-se que quanto menor o coeficiente de amortecimento, maior é a capacidade de carga total obtida no ECD. Quanto mais fino o solo maior é o valor do J, pois o efeito de viscosidade e de amortecimento será maior.

A Tabela 4.9 mostra a faixa de variação numericamente. Para a estaca E20, cujo valor de RU (na recravação) fornecido foi de 3297 kN, considerando a faixa de variação entre 4689 e 2580 kN, significa uma variação entre um aumento de 42% e uma diminuição de 27%. Observa-se que no caso extremo de usar o J próximo ao valor 1 a capacidade de carga total torna-se nula. Este fato indica a grande influência da escolha do valor do J na interpretação do ensaio ECD.

Tabela 4.9 – Relação entre coeficiente de amortecimento (J) e capacidade de carga total (Ru) (Cais IV)

Estaca	Tipo de Solo	Coeficiente de Amortecimento (J)	Capacidade de Carga (Ru)	
			Cravação (kN)	Recravação (kN)
E20	Areia Pura	0,10 - 0,15	2214 - 2001	4689 - 4515
	Areia Siltosa	0,15 - 0,25	2001 - 1573	4515 - 4162
	Silte	0,25 - 0,40	1573 - 933	4162 - 3635
	Argila Siltosa	0,40 - 0,70	933 - 0	3635 - 2580
	Argila	0,70 - 1,00	0	2580 - 0
E21	Areia Pura	0,10 - 0,15	5143 - 4206	5213 - 5099
	Areia Siltosa	0,15 - 0,25	4206 - 3582	5099 - 4873
	Silte	0,25 - 0,40	3582 - 2646	4873 - 4536
	Argila Siltosa	0,40 - 0,70	2646 - 772	4536 - 3858
	Argila	0,70 - 1,00	772 - 0	3858 - 0

4.2.1.4 Eficiência do Sistema de Cravação

Na aplicação de um golpe, parte da energia aplicada à estaca é efetivamente absorvida e parte da energia é perdida no cepo, no coxim, no capacete metálico, no atrito entre o martelo e a guia de torre e na forma de ruído e calor, etc (FOÁ, 2001). No método CAPWAP é possível calcular a energia máxima transferida para a estaca (EMX). Desta forma pode-se calcular a eficiência do sistema de cravação, como sendo a relação entre a energia transferida para a estaca e a energia teórica.

As Tabelas 4.10 e 4.11 apresentam a eficiência do sistema de cravação nas estacas E20, 21, 22 e 23 do Cais IV. Observa-se que a eficiência durante a cravação das estacas 20 e 21 se mantém entre de 41 a 62%. Para as estacas E22 e 23 a eficiência no primeiro golpe (33 a 36%) é menor do que nas estacas 20 e 21, demonstrando uma maior perda da energia aplicada. Nos golpes seguintes a faixa de variação é semelhante (46 a 56%). FOÁ (2001) encontrou valores de eficiência entre 33 e 74 %, sendo menores para os primeiros golpes.

Tabela 4.10 – Eficiência do sistema de cravação de estacas do Cais IV (Estacas 20 e 21)

Estaca	Golpe	Energia Transferida = EMX (t.m)	Energia Aplicada (t.m)			η (%)
			W (t)	H (m)	Resultado	
E20	1	2,0	9,0	0,40	3,60	55,56
	2	3,2	9,0	0,60	5,40	59,26
	3	4,5	9,0	0,80	7,20	62,50
	4	5,1	9,0	1,00	9,00	56,67
	5	6,1	9,0	1,20	10,80	56,48
E21	1	1,5	9,0	0,40	3,60	41,67
	2	2,7	9,0	0,60	5,40	50,00
	3	3,8	9,0	0,80	7,20	52,78
	4	4,9	9,0	1,00	9,00	54,44
	5	5,7	9,0	1,20	10,80	52,78

Tabela 4.11 – Eficiência do sistema de cravação de estacas do Cais IV (Estacas 22 e 23)

Estaca	Golpe	Energia Transfiriada = EMX (t.m)	Energia Aplicada (t.m)			η (%)
			W (t)	H (m)	Resultado	
E22	1	1,3	9,0	0,40	3,60	36,11
	2	2,9	9,0	0,60	5,40	53,70
	3	3,8	9,0	0,80	7,20	52,78
	4	4,9	9,0	1,00	9,00	54,44
	5	6,0	9,0	1,20	10,80	55,56
E23	1	1,2	9,0	0,40	3,60	33,33
	2	2,5	9,0	0,60	5,40	46,30
	3	4,0	9,0	0,80	7,20	55,56
	4	4,3	9,0	1,00	9,00	47,78
	5	5,9	9,0	1,20	10,80	54,63

4.2.1.5 Tensão na Cravação

BROMS (1981) propõe que a tensão máxima no topo de uma estaca de concreto pré-moldado é expressa pela equação a seguir:

$$\sigma = 3 \cdot (he)^{1/2} \text{ MPa} \quad (31)$$

onde:

σ - Tensão máxima (MPa);

he - Altura de queda do martelo (cm).

A expressão acima citada resulta em valores de tensão acima dos valores apresentados pelo ensaio de carregamento dinâmico (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 – Tensão na cravação (Broms, 1981 e ECD)

Estacas	he (m)	σ (MPa)	
		BROMS	ECD
E20	1,20	32,86	23,4
E21			23,7
E22			23,4
E23			23,4

Com base nos resultados das tensões de compressão expressas pelo ensaio de carregamento dinâmico e altura de queda do martelo, foi realizada uma retro análise na equação proposta por Broms (1981), sendo apresentada uma nova proposta para o cálculo de tensão (equação 32), fazendo a ressalva de que são ainda poucos dados, sendo, entretanto, útil na prática de projetos.

$$\sigma = 2,14 \cdot (he)^{1/2} \text{ MPa} \quad (32)$$

4.2.1.6 Análise da Resistência Lateral (ECD x Métodos Semi-empíricos)

A partir da curva-carga recalque apresentada no ensaio de carregamento dinâmico, foi admitida a hipótese de que a resistência lateral seria mobilizada em uma carga correspondente a um valor de recalque estabelecido por 1%, 1,5% ou 2% do diâmetro da estaca, conforme sugerido por GUSMÃO (2010), Figura 4.12.

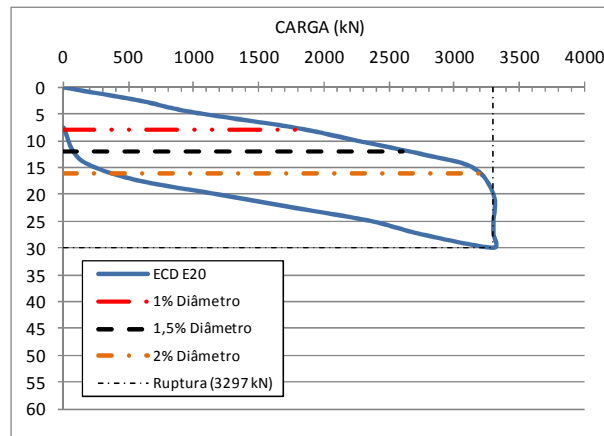


Figura 4.12 – Resistência por atrito lateral correspondente a 1%, 1,5% e 2% do diâmetro da estaca

Foi realizada uma comparação com os métodos semi-empíricos (Aoki e Velloso, 1975 e Décourt, 1996), com os valores obtidos através das hipóteses estabelecidas. São apresentadas abaixo as Figuras 4.13 a 4.15 referentes à estaca E20 e 4.16 a 4.18 referentes à estaca E21, observar também a Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Resultados: Resistência Total, Hipótese e Métodos (Estacas E20 e E21)

Estaca	ECD Resistência Total (kN)	Carga x Recalque (ECD)			Métodos / Sondagens (Atrito Lateral)					
		Resistência Lateral (kN)			Aoki e Velloso (1975)			Décourt (1996)		
		1% ϕ	1,5% ϕ	2% ϕ	SP04(ECD)	SP 11	SP 22	SP04(ECD)	SP 11	SP 22
E1-20	3.297	1.900	2600	3200	1.465	2.873	4.268	2.089	2.794	3.546
E1-21	4.601	3.050	3730	4150	1.465	2.873	4.268	1.488	2.521	3.199

Das hipóteses utilizadas para a estaca E20 as que melhor se ajustaram aos métodos semi-empíricos pesquisados, foram as seguintes:

- i) Carga de atrito lateral correspondente a recalque igual a 1,0% do diâmetro da estaca - método Décourt da sondagem SP04 (Figura 4.13);
- ii) Carga de atrito lateral correspondente a recalque igual a 1,5% do diâmetro da estaca - métodos Aoki e Velloso e Décourt da sondagem SP11 (Figura 4.14);

iii) Carga de atrito lateral correspondente a recalque igual a 2,0% do diâmetro da estaca - método Décourt da sondagem SP22 (Figura 4.15). Esta hipótese fornece uma carga mobilizada de atrito lateral que é aproximadamente igual à carga última ou resistência total (RU) fornecida pelo ensaio (3297 kN), confirmando que o nível de carregamento atingido no ECD foi o suficiente apenas para mobilizar o atrito lateral.

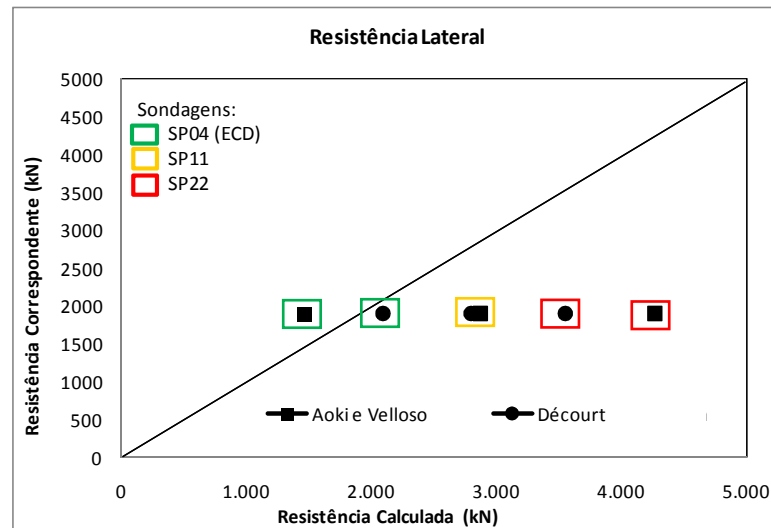


Figura 4.13 – Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 1% do diâmetro) x Calculado (Aoki e Velloso e Décourt) – Estaca E20

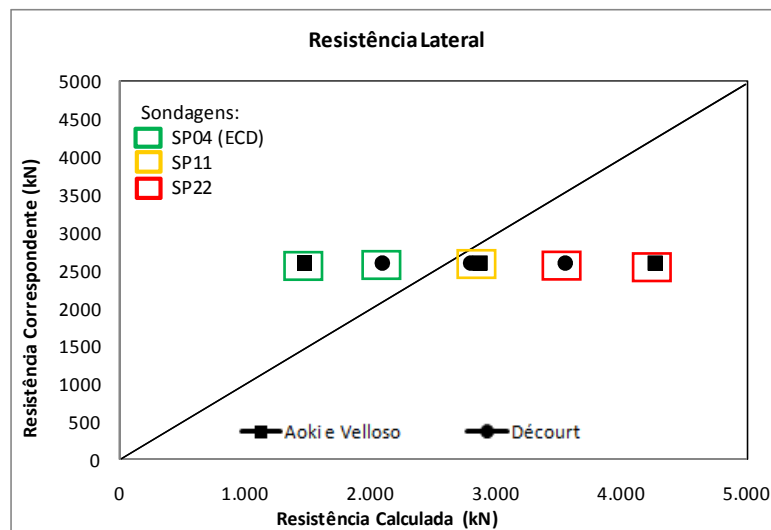


Figura 4.14 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 1,5% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) – Estaca E20

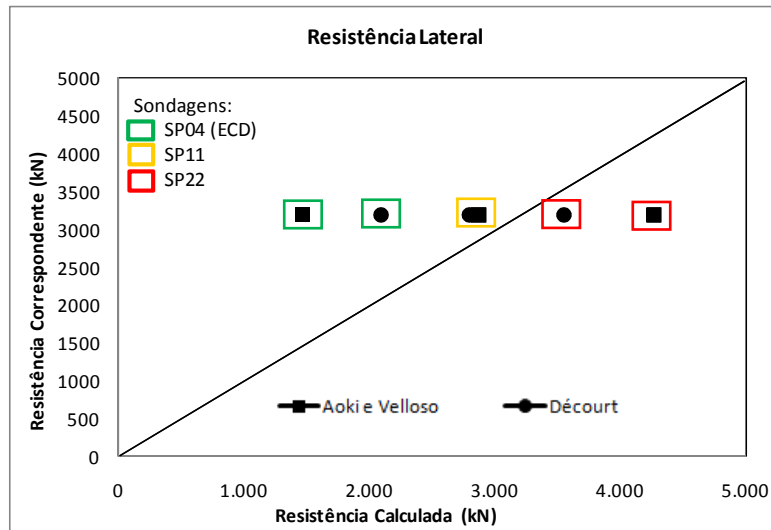


Figura 4.15 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 2% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) – Estaca E20

Analisando de forma semelhante às hipóteses selecionadas para a estaca E21, os melhores ajustes foram os seguintes:

- i) Carga de atrito lateral correspondente a recalque igual a 1% do diâmetro da estaca - métodos Aoki e Velloso da sondagem SP11 e Décourt da sondagem SP22 (Figura 4.16).
- ii) Carga de atrito lateral correspondente a recalque igual a 2,0% do diâmetro da estaca - método Aoki e Velloso da sondagem SP22 (Figura 4.18). Esta hipótese fornece uma carga mobilizada de atrito lateral que é muito próxima da carga última ou resistência total (RU) fornecida pelo ensaio (4601 kN), confirmando que o nível de carregamento atingido no ECD foi o suficiente apenas para mobilizar o atrito lateral.

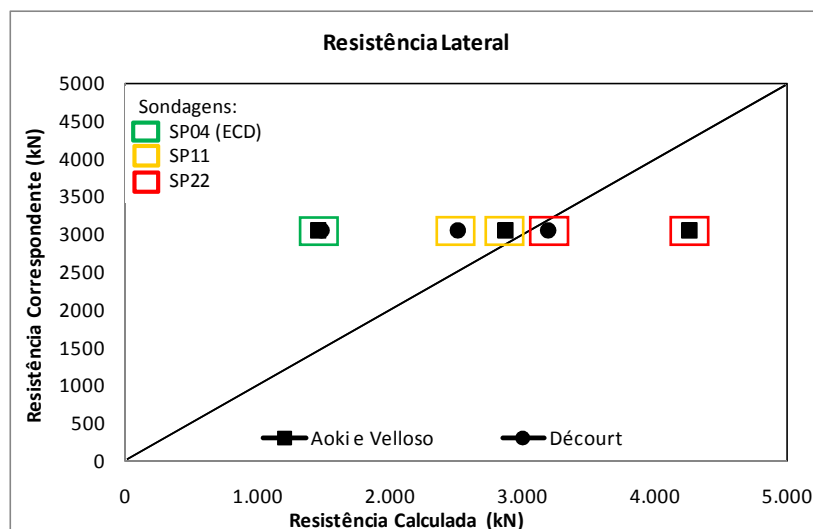


Figura 4.16 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 1% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) – Estaca E21

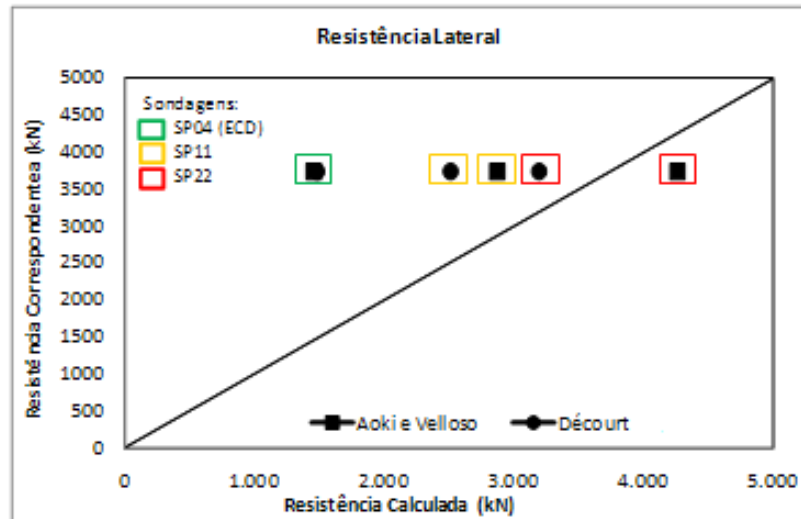


Figura 4.17 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 1,5% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Veloso e Décourt) – Estaca E21

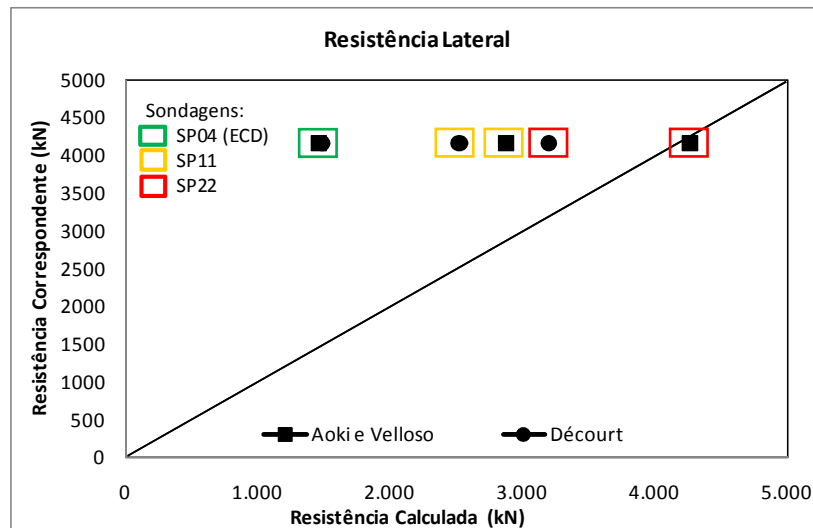


Figura 4.18 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 2% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Veloso e Décourt) – Estaca E21

4.2.2 Estaleiro Atlântico Sul

4.2.2.1 Capacidade de Carga (Resistência Lateral)

Com base nos resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico (ECD) observa-se que a resistência lateral ficou situada entre 2.450 e 4.976 kN. Relacionando a sondagem SMA14 (Anexo B), usada como referência para o ensaio no trecho B5, no relatório RINCENT BTP (2008), nota-se que os valores obtidos pelo método Aoki-Veloso são ligeiramente inferiores aos do ECD, enquanto que os estimados pelo método Décourt são superiores em geral (Figura 4.19).

Outro furo de sondagem próximo (BHM08), neste trecho, também foi estudado nesta dissertação, para comparação dos resultados. Observa-se que, qualitativamente, a conclusão é semelhante ao furo SMA14 (Figura 4.19).

No trecho D1, comparando-se as sondagens BHM09 e BHM08 com o ensaio dinâmico, nota-se que os valores obtidos pelo método Aoki-Velloso são inferiores aos do ECD, enquanto que os estimados pelo método Décourt são ligeiramente superiores (Figura 4.20).

No trecho D3, comparando-se as sondagens SP67 e BHM06 com o ensaio dinâmico, nota-se que tanto os valores obtidos pelo método Aoki-Velloso quanto os estimados pelo método Décourt são inferiores aos do ECD (Figura 4.21).

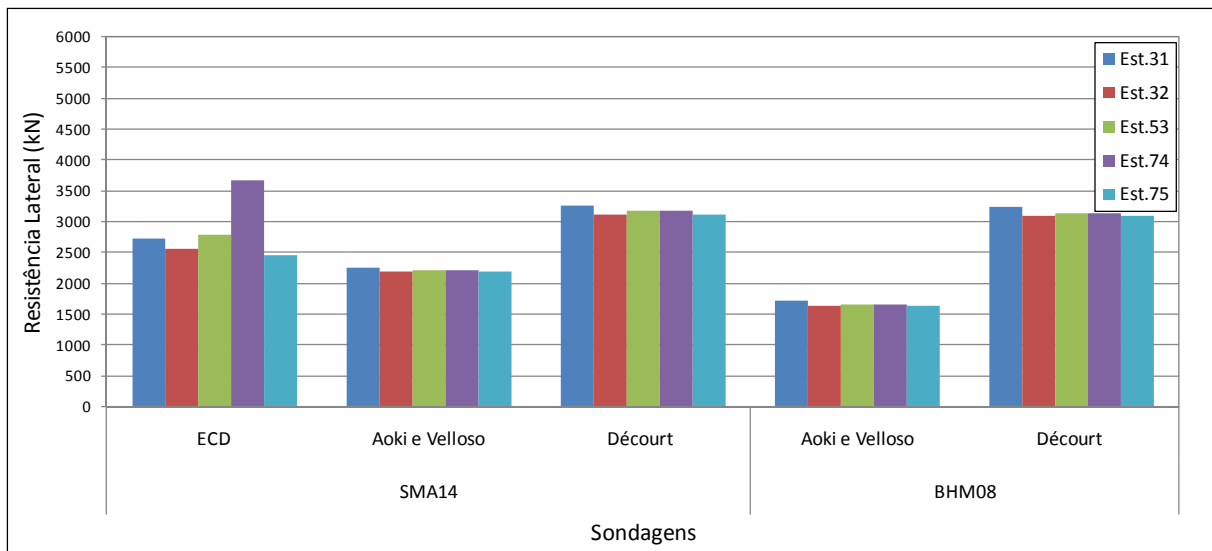


Figura 4.19 – Comparação entre métodos semi-empíricos e ECD (SMA14, BHM08)

Resistência lateral - Trecho B5

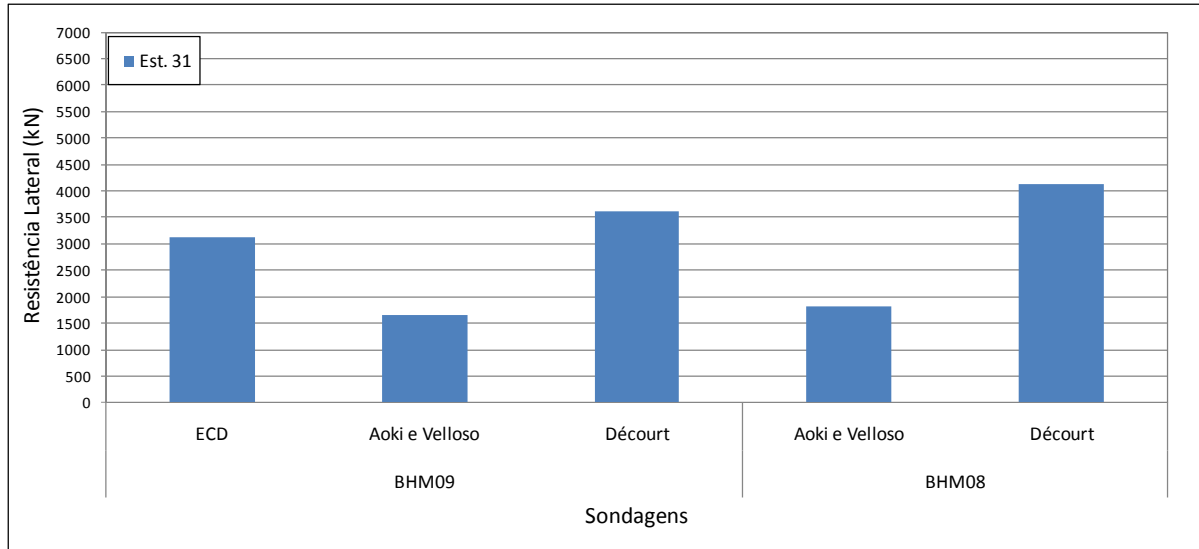


Figura 4.20 – Comparação entre métodos semi-empíricos e ECD (BHM09, BHM08)- Resistência lateral- Trecho D1

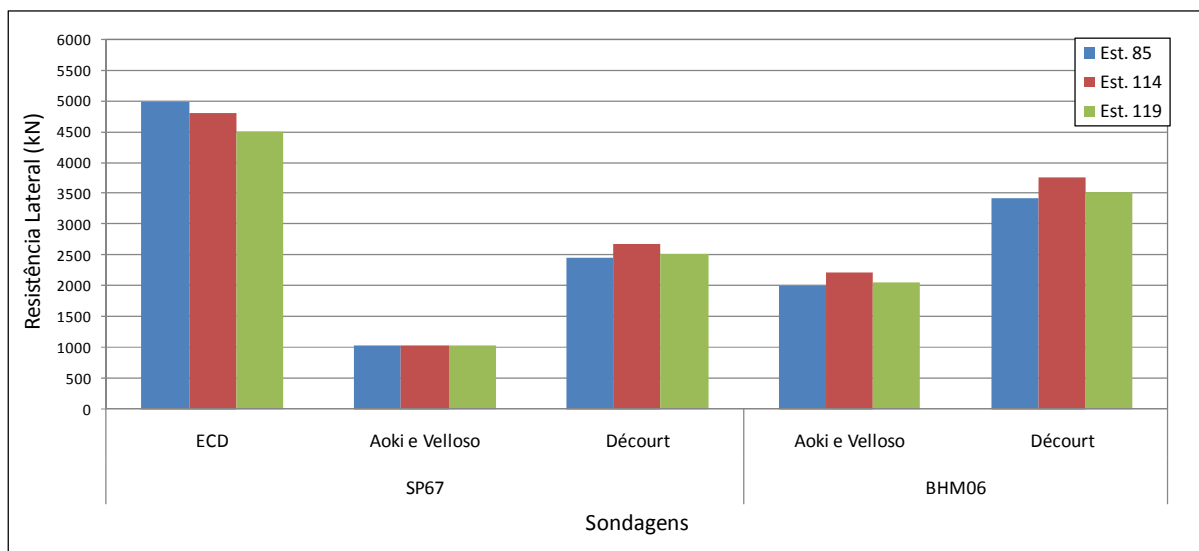


Figura 4.21 – Comparação entre métodos semi-empíricos e ECD (SP67, BHM06) - Resistência lateral - Trecho D3

4.2.2.2 Análise da Curva Carga x Recalque

Para a interpretação das curvas carga x recalque simulada no ensaio de carregamento dinâmico foram utilizados os seguintes métodos e equações: NBR 6122/2010, Método de Davisson, Método de Terzaghi, Método De Beer.

Considerando a equação proposta pela NBR6122/2010, não se conseguiu interseção entre a reta e a curva carga x recalque simulada pelo programa DLTWAVE (Considerado equivalente ao Capwap pelo Relatório RINCENT BTP), Figura 4.22. Este fato pode indicar que o nível de carregamento máximo atingido no ensaio, não foi suficiente para mobilizar a capacidade de carga total da estaca.

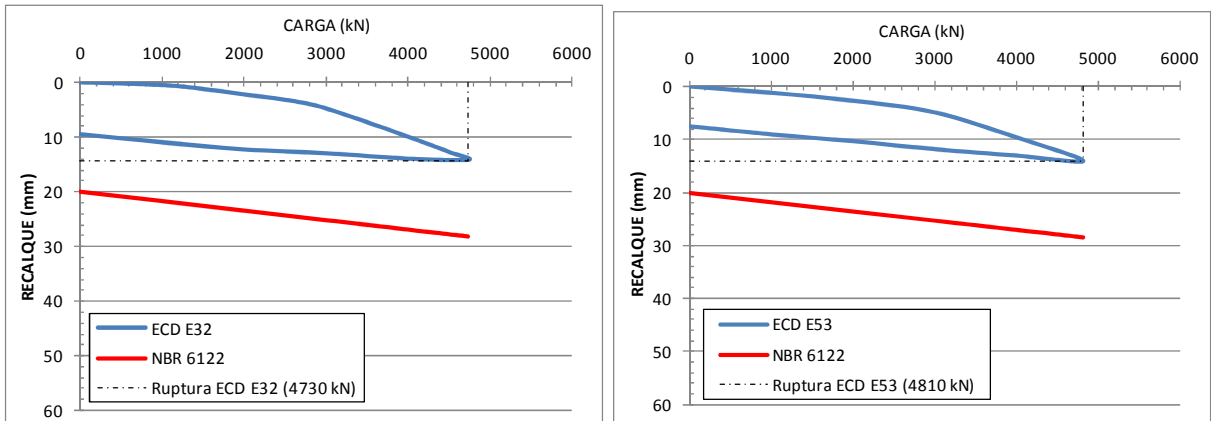


Figura 4.22 – Gráfico carga de ruptura NBR 6122/2010 (Estacas do EAS Trecho B5)

No método de Davisson a reta desenvolve trajetória próxima a curva das estacas, mas não há interseção entre curva carga x recalque e reta (Figura 4.23).

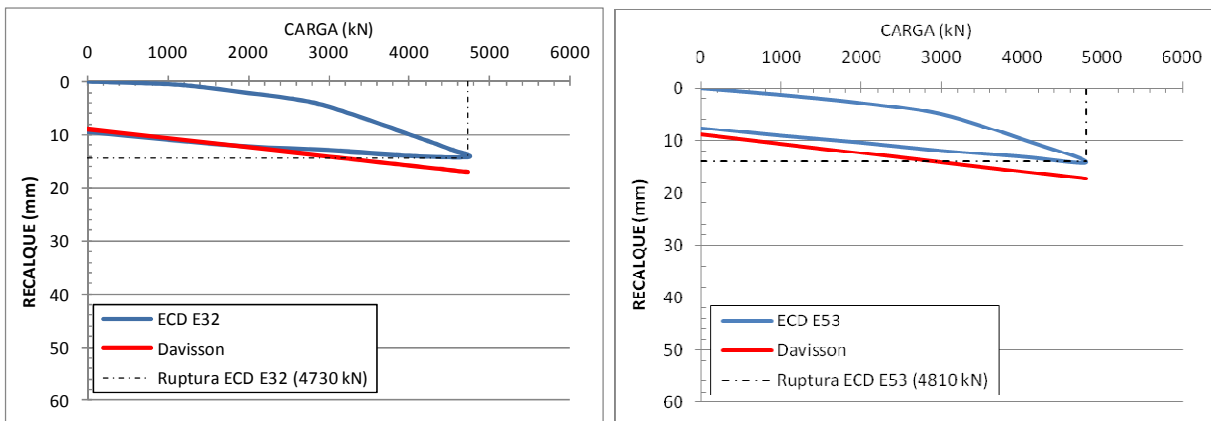


Figura 4.23 – Gráfico carga de ruptura método Davisson (Estacas do EAS Trecho B5)

Semelhantemente ao item 4.2.1.2, no método proposto por Terzaghi não há carga de ruptura correspondente ao recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca, não podendo assim considerar uma carga de ruptura para a curva gerada pelo ensaio de carregamento dinâmico (Figura 4.24). Este fato pode indicar que o nível de carregamento máximo atingido no ensaio, não foi suficiente para mobilizar a capacidade de carga total da estaca.

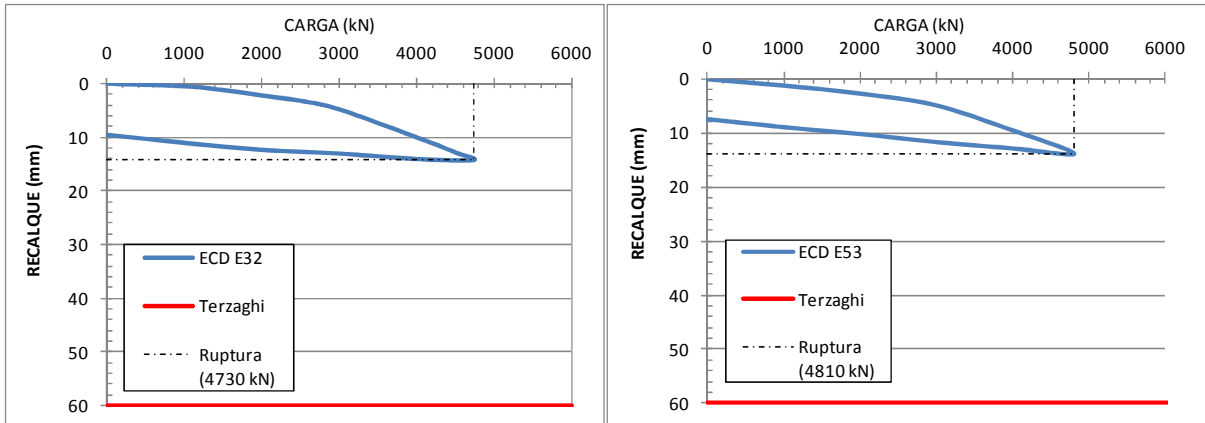


Figura 4.24 – Gráfico carga de ruptura método Terzaghi (Estacas do EAS Trecho B5)

Com relação ao método De Beer (Figura 4.25), observou-se carga de ruptura menor (E32 = 3.000 kN, E53 = 2.600 kN) do que o proposto pelo ensaio de carregamento dinâmico (E32 = 4.730 kN e E53 = 4.810 kN), tendo assim uma redução da carga de ruptura do ECD na ordem de 59% em média.

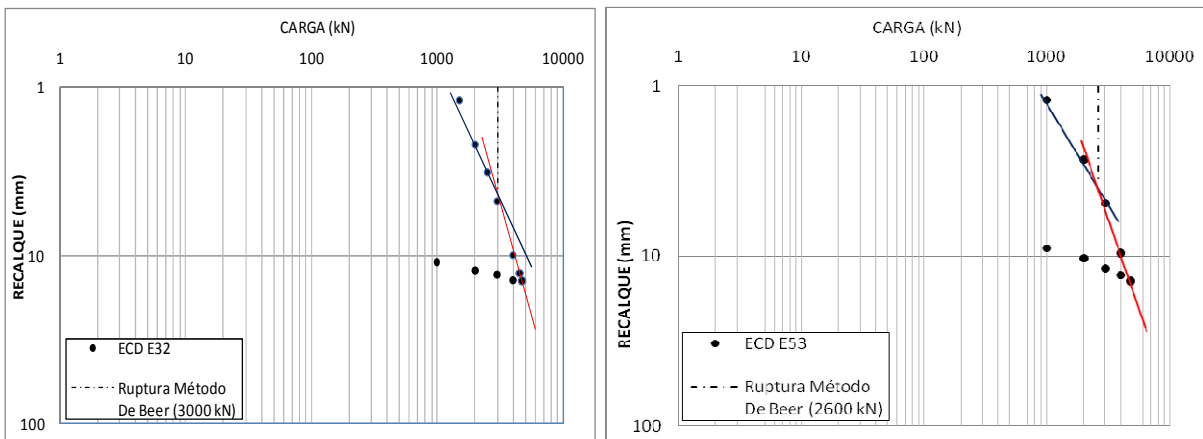


Figura 4.25 – Gráfico carga de ruptura método de De Beer (Estacas do EAS Trecho B5)

4.2.2.3 Eficiência do Sistema de Aplicação de Golpes

As Tabelas 4.14 a 4.16 apresentam a eficiência do sistema de aplicação de golpes durante a realização dos ensaios de carregamento dinâmico com energia crescente nas estacas dos trechos B5, D1 e D3. Os resultados mostram uma eficiência situada entre 4 e 39%, comprovando uma baixa energia transferida para as estacas. Estes baixos valores têm influência direta no nível de carregamento atingido durante os ensaios dinâmicos, bem como na interpretação dos resultados.

Tabela 4.14 – Eficiência do sistema de aplicação de golpes em estacas do trecho B5_EAS

Trecho	Estaca	Golpe	Energia Transfêrida = EMX (t.m)	Energia Aplicada (t.m)			η (%)
				W (t)	H (m)	Resultado	
B5	E31	1	0,23	4,2	0,40	1,68	13,69
		2	0,67	4,2	0,80	3,36	19,94
		3	1,30	4,2	1,20	5,04	25,79
		4	1,85	4,2	1,60	6,72	27,53
		5	2,48	4,2	2,00	8,40	29,52
		6	2,36	4,2	2,40	10,08	23,41
		7	3,09	4,2	2,80	11,76	26,28
		8	3,13	4,2	2,80	11,76	26,62
		9	3,06	4,2	3,20	13,44	22,77
		10	4,07	4,2	3,60	15,12	26,92
		11	4,02	4,2	4,00	16,80	23,93
		12	5,21	4,2	4,40	18,48	28,19
		13	5,11	4,2	4,40	18,48	27,65
		14	5,77	4,2	4,80	20,16	28,62
		15	5,86	4,2	5,20	21,84	26,83
B5	E32	1	0,35	4,2	0,40	1,68	20,83
		2	0,97	4,2	0,80	3,36	28,87
		3	1,48	4,2	1,20	5,04	29,37
		4	2,03	4,2	1,60	6,72	30,21
		5	2,40	4,2	2,00	8,40	28,57
		6	3,06	4,2	2,40	10,08	30,36
		7	4,01	4,2	2,80	11,76	34,10
		8	4,27	4,2	3,20	13,44	31,77
		9	5,06	4,2	3,60	15,12	33,47
		10	5,73	4,2	4,00	16,80	34,11
B5	E53	1	0,19	4,2	0,40	1,68	11,31
		2	0,35	4,2	0,80	3,36	10,42
		3	0,65	4,2	1,20	5,04	12,90
		4	1,02	4,2	1,60	6,72	15,18
		5	1,40	4,2	2,00	8,40	16,67
		6	1,81	4,2	2,40	10,08	17,96
		7	2,07	4,2	2,80	11,76	17,60
		8	2,59	4,2	3,20	13,44	19,27
		9	4,03	4,2	3,60	15,12	26,65
		10	4,42	4,2	4,00	16,80	26,31
		11	5,08	4,2	4,4	18,48	27,49
B5	E74	1	0,08	4,2	0,40	1,68	4,76
		2	0,43	4,2	0,80	3,36	12,80
		3	1,04	4,2	1,20	5,04	20,63
		4	1,48	4,2	1,60	6,72	22,02
		5	2,48	4,2	2,00	8,40	29,52
		6	3,31	4,2	2,40	10,08	32,84
		7	4,22	4,2	2,80	11,76	35,88
		8	4,33	4,2	3,20	13,44	32,22
		9	5,56	4,2	3,60	15,12	36,77
B5	E75	1	0,17	4,2	0,40	1,68	10,12
		2	1,31	4,2	0,80	3,36	38,99
		3	1,54	4,2	1,20	5,04	30,56
		4	2,55	4,2	1,60	6,72	37,95
		5	2,74	4,2	2,00	8,40	32,62
		6	2,93	4,2	2,40	10,08	29,07
		7	3,36	4,2	2,80	11,76	28,57
		8	2,51	4,2	3,20	13,44	18,68

Tabela 4.15 – Eficiência do sistema de aplicação de golpes em estacas do trecho D3_EAS

Trecho	Estaca	Golpe	Energia Transfírida = EMX (kN.m)	Energia Aplicada			η (%)
				W (t)	H (m)	Resultado	
D3	E85	1	0,11	4,2	0,40	1,68	6,55
		2	0,18	4,2	0,40	1,68	10,71
		3	0,41	4,2	0,80	3,36	12,20
		4	0,45	4,2	0,80	3,36	13,39
		5	0,81	4,2	1,20	5,04	16,07
		6	1,25	4,2	2,60	10,92	11,45
		7	1,37	4,2	2,00	8,40	16,31
		8	1,38	4,2	2,40	10,08	13,69
		9	2,05	4,2	2,80	11,76	17,43
		10	2,91	4,2	3,20	13,44	21,65
		11	4,32	4,2	3,60	15,12	28,57
		12	0,93	4,2	0,80	3,36	27,68
		13	4,00	4,2	3,60	15,12	26,46
D3	E114	1	0,09	4,2	0,40	1,68	5,36
		2	0,23	4,2	0,80	3,36	6,85
		3	0,55	4,2	1,20	5,04	10,91
		4	0,99	4,2	1,60	6,72	14,73
		5	1,55	4,2	2,00	8,40	18,45
		6	2,14	4,2	2,40	10,08	21,23
		7	2,80	4,2	2,80	11,76	23,81
		8	3,52	4,2	3,20	13,44	26,19
		9	3,97	4,2	3,60	15,12	26,26
		10	4,85	4,2	4,00	16,80	28,87
		11	5,39	4,2	4,40	18,48	29,17
D3	E119	1	0,45	4,2	0,80	3,36	13,39
		2	0,82	4,2	1,20	5,04	16,27
		3	1,19	4,2	1,60	6,72	17,71
		4	1,46	4,2	2,00	8,40	17,38
		5	2,04	4,2	2,40	10,08	20,24
		6	2,72	4,2	2,80	11,76	23,13
		7	3,26	4,2	3,20	13,44	24,26
		8	4,20	4,2	3,60	15,12	27,78
		9	0,86	4,2	0,80	3,36	25,60
		10	3,84	4,2	3,60	15,12	25,40

Tabela 4.16 – Eficiência do sistema de aplicação de golpes em estacas do trecho D1_EAS

Trecho	Estaca	Golpe	Energia Transfírida = EMX (t.m)	Energia Aplicada (t.m)			η (%)
				W	H	Resultado	
D1	E31	1	0,17	4,2	0,40	1,68	10,12
		2	0,34	4,2	0,80	3,36	10,12
		3	0,41	4,2	1,20	5,04	8,13
		4	0,91	4,2	1,60	6,72	13,54
		5	1,64	4,2	2,00	8,40	19,52
		6	2,28	4,2	2,40	10,08	22,62
		7	2,42	4,2	2,80	11,76	20,58
		8	3,10	4,2	3,20	13,44	23,07
		9	0,43	4,2	0,40	1,68	25,60
		10	2,58	4,2	3,20	13,44	19,20

Legenda:

W = Peso do Martelo (t)

H = Altura de Queda (m)

EMX = Emedido = Energia Transferida para a Estaca (tf.m)

 η = Eficiência (%)

4.2.2.4 Análise da Resistência Lateral (ECD x Métodos Semi-empíricos)

As Figuras 4.26 a 4.28 apresentam a correlação entre a resistência lateral calculado por métodos semi-empíricos e estabelecido por hipóteses (atrito lateral correspondente a recalque igual a 1%, 1,5% e 2% do diâmetro da estaca na curva carga recalque do ensaio de carregamento dinâmico, GUSMÃO, 2010), para a Estaca E53 do Trecho B5.

Tabela 4.17 – Resultados: Resistência Total, Hipóteses e Métodos (Estaca E53)

Estaca	ECD	Carga x Recalque (ECD)			Métodos / Sondagens (Atrito Lateral)			
	Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)			Aoki e Velloso (1975)		Décourt (1996)	
		1% ϕ	1,5% ϕ	2% ϕ	SMA14(ECD)	BHM08	SMA14(ECD)	BHM08
E53	4.810	3.300	3.800	4.400	2.212	1.658	3.165	3.138

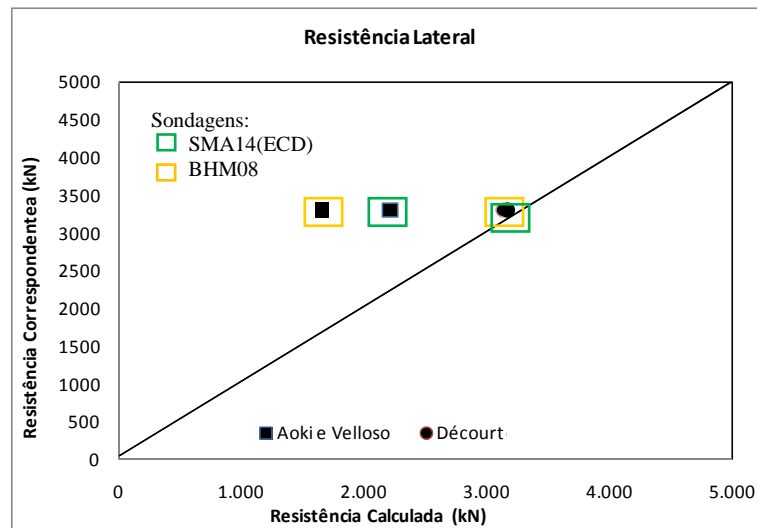


Figura 4.26 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 1% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - Estaca E53 do Trecho B5

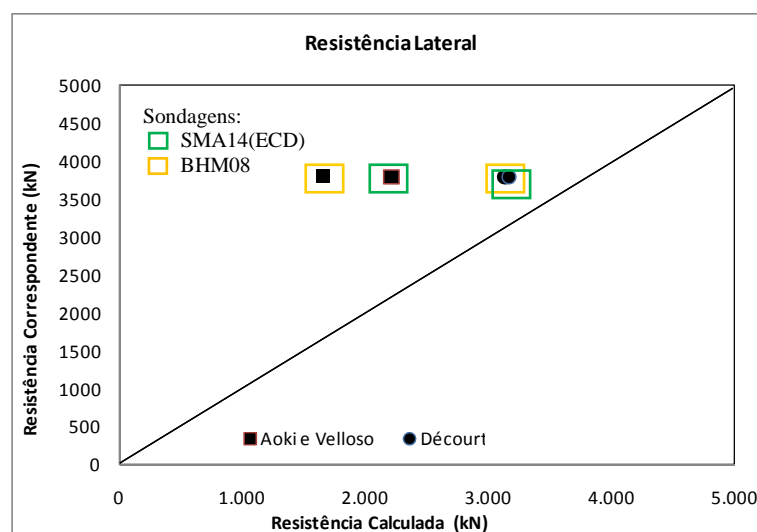


Figura 4.27 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 1,5% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - Estaca E53 do Trecho B5

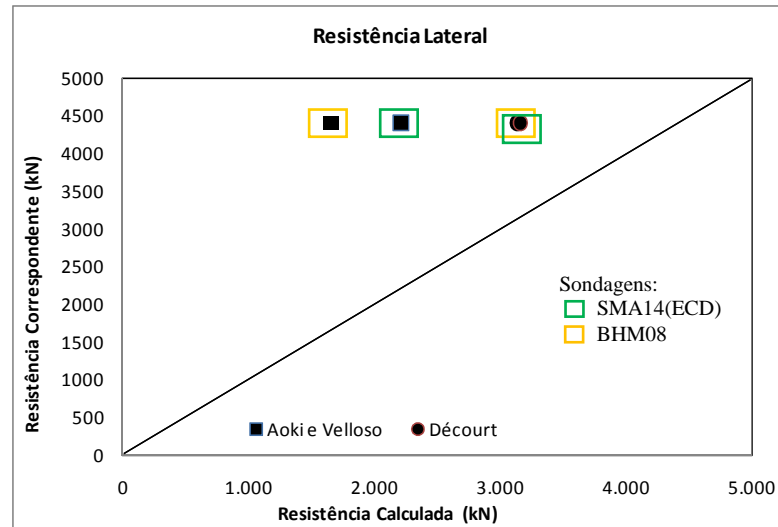


Figura 4.28 - Resistência do atrito lateral: Correspondente (hipóteses 2% do diâmetro) x Calculada (Aoki e Velloso e Décourt) - Estaca E53 do Trecho B5

Nas hipóteses consideradas, a que melhor se ajustou foi a do atrito lateral correspondente ao recalque de 1% do diâmetro da estaca, estimado pelo método de Décourt (1996). Estes valores estimados de 3.165 ou 3.138 kN, dependendo da sondagem adotada (SMA14 ou BHM08, respectivamente), são equivalentes a cerca de 65% da resistência total fornecida pelo ensaio de carregamento dinâmico ($RU = 4.810$ kN).

Considerando a hipótese de 2% do recalque, a carga mobilizada de atrito lateral na curva carga-recalque simulada pelo ECD (aproximadamente 4.500 kN – Figura 4.26), é equivalente a cerca de 94% da resistência total fornecida pelo ensaio de carregamento dinâmico ($RU = 4.810$ kN). Este fato indica que o nível de carregamento atingido no ECD foi o suficiente apenas para mobilizar o atrito lateral.

CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES

5.1 Considerações Finais

Estão apresentadas a seguir as principais conclusões obtidas nesta dissertação.

Com relação à análise da capacidade de carga devido ao atrito lateral, observa-se que:

- No Cais IV, no furo SP 11 os valores se aproximam dos resultados obtidos no ECD, enquanto no Furo SP 22 os valores estimados pelos métodos semi-empíricos são superiores aos dos ensaios dinâmicos. Este fato indica que a sondagem adotada (SP 04) como referência poderia não ter apresentado resultado representativo para o local de implantação das estacas;
- No Estaleiro Atlântico Sul, no trecho D1, comparando-se as sondagens BHM09 e BHM08 com o ensaio dinâmico, nota-se que os valores obtidos pelo método Aoki e Velloso são inferiores aos do ECD, enquanto que os estimados pelo método Décourt são ligeiramente superiores. No trecho D3, comparando-se as sondagens SP67 e BHM06 com o ensaio dinâmico, nota-se que tanto os valores obtidos pelo método Aoki-Veloso quanto os estimados pelo método Decourt são inferiores aos do ECD.

Para as curvas carga x recalque geradas pelos métodos CAPWAP e DLTWAVE foram realizadas tentativas de verificação de capacidade de carga, onde as seguintes conclusões foram tiradas:

- No Cais IV: Com o uso da proposta da Norma NBR 6122 (2010) conseguiu-se interseção com a estaca E20, tendo carga compatível com a curva gerada no ensaio de carregamento dinâmico. No método de Davisson verificou-se carga de ruptura correspondente a 85% da resistência total do ensaio de carregamento dinâmico. No método de Terzaghi não houve correlação. No Método De Beer foi observado carga de ruptura correspondente a 70% da carga do ECD;
- No Estaleiro Atlântico Sul: As curvas das estacas E32 e E53 não apresentaram relação com os diversos métodos, tendo apenas no método De Beer algum resultado. Este fato pode indicar que o nível de carregamento máximo atingido no ensaio, não foi suficiente para mobilizar a capacidade de carga total da estaca.

Com relação à eficiência do sistema de cravação ou de aplicação de golpes nas estacas, conclui-se que:

- Cais IV: Observa-se que a eficiência durante a cravação das estacas 20 e 21 se mantém entre de 41 a 62%. Para as estacas E22 e 23 a eficiência no primeiro golpe (33 a 36%) é menor do que nas estacas 21 e 23, demonstrando uma maior perda da energia aplicada. Nos golpes seguintes a faixa de variação é semelhante (46 a 56%). FOÁ (2001) encontrou valores de eficiência entre 33 e 74 %, sendo menores para os primeiros golpes.
- Estaleiro Atlântico Sul: Os resultados mostram uma eficiência situada entre 4 e 39%, comprovando uma baixa energia transferida para as estacas. Estes baixos valores têm influência direta no nível de carregamento atingido durante os ensaios dinâmicos, bem como na interpretação dos resultados.

Em relação à análise da resistência por atrito lateral mobilizada (Curva simulada ECD x Métodos semi-empíricos), pode-se concluir o seguinte:

- Cais IV e EAS: Com base nas hipóteses de carga de atrito lateral correspondente a recalque de 1, 1,5 e 2% do diâmetro da estaca, conclui-se que as hipóteses fornecem uma carga mobilizada de atrito lateral que é aproximadamente igual à carga última ou resistência total (RU) fornecida pelos ensaios, confirmando que o nível de carregamento atingido no ECD foi o suficiente apenas para mobilizar o atrito lateral.

5.2 Sugestões Para Futuros Trabalhos

Estudar e avaliar a capacidade de carga a partir da aferição do ensaio de carregamento dinâmico com pelo menos uma prova de carga estática, conforme propõem diversos autores.

Estudar a relação entre a curva carga x recalque gerada pelo ensaio de carregamento dinâmico (ECD), com outros métodos de previsão de capacidade de carga como o de Van Der Veen, Mazurkiewicz e outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, U. R. (1991). Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blucher Ltda. 142 p.
- ALONSO, U. R.; MAIA, C. M. M.; SAES, J. L. (1998). Execução de Fundações Profundas. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Editora Pini, 2 ed, p. 329-407.
- AOKI, N (1989). A new Dynamic Load Test Concept . In: XII ICSMFE, TC Pile Driving, Rio de Janeiro, v. 1, p.1-4.
- AOKI, N. (1991) Carga Admissível de estacas através de ensaios dinâmicos. In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 19-21 Novembro, vol.2, p.269-292.
- AOKI, N. (1997) Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1997.
- AOKI, N.; VELLOSO, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PCSMFE, 5., Proceedings. Buenos Aires.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA (ABEF). Manual de especificações e procedimentos. 1. ed. São Paulo: ABEF, 1999. 282p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Estacas - Prova de carga estática. NBR 12.131. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Ensaio de Carregamento Dinâmico. NBR 13.208. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Projeto e Execução de Fundações. NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996.
- BRASFOND FUNDAÇÕES ESPECIAIS S/A . Catálogo Técnico de Serviços, 2006.

BROMS, B.B. (1981). Precast Piling Practice, Publishing Company Thomas Telford Ltd, London.

CHELLIS, R.D. (1951) Pile Foundations - Theory-Design-Practice. McGraw - Hill Book Company, Inc.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM). Carta Geotécnica e de Sustentabilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco. Recife: CPRM/FIDEM, 1998. 18p.

DÉCOURT, L. (1996). Análise e projetos de fundações profundas - Estacas, Fundações Teoria e Prática. HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S & NIYAMA, S. 2ª edição. Pini, São Paulo, SP. p.265-361.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir dos valores de SPT. In: COMBRAMSEF, 6., Rio de Janeiro.

FERREIRA, S.R.M. (2010) – Notas de aulas da Disciplina Fundações – UNICAP – Recife - PE

FOÁ, S.B. (2001). Análise do Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente para o Projeto de Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-078A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200p.

GEOMEC – Ensaio de Carregamento Dinâmico no Cais IV – Porto de Suape, Relatório Técnico RL22.110/2007.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. P.; FORTUNATO, S. G. S. (1996). Estimativa da Carga de Ruptura de uma Estaca, Através da Execução de Prova de Carga Dinâmica com Auxílio do PDA. In: SEFE III, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 25-27 Novembro, vol.1, p.285-293.

GUSMÃO, A. D. (2005). Prática de Fundações no Recife. Geotecnia no Nordeste. Organizadores: Alexandre Duarte Gusmão, Jaime de Azevedo Gusmão Filho, Joaquim Teodoro R. Oliveira, Gilmar B. Maia. Editora Universitária da UFPE, Recife.

GUSMÃO, A. D. (2010). Comunicação Pessoal.

GUSMÃO FILHO, J. A. (2008). Fundações de Pontes: Hidráulica e Geotécnica. Editora Universitária da UFPE – 2ª Edição, Recife.

NIYAMA, S. (1983). Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas. São Paulo. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

NIYAMA, S.(1991) Provas de Carga Dinâmica em Estacas. In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo, 19-21 Novembro, vol.2, p.229-268.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. (1998). Verificação de Desempenho. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds.), Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap.20, p.723-751.

PEREIRA, G. F. (2007). Estudo de Caso em Estacas Pré-Moldadas de Concreto Protendido – Discussão Sobre Durabilidade e Processo. Projeto Final de Curso (Graduação) – Universidade Católica de Pernambuco.

PROJETO SUAPE GLOBAL. Recife, 2008. Disponível em: <http://www.suape.pe.gov.br/pdf/suape_global_site_.pdf />. Acesso em: 01 Abr. 2009.

RINCENT BTP BRASIL (2008) – Prova de Carga Dinâmica (PDA Test) Estaleiro Atlântico Sul – Suape-PE, Dossiês 173.2008 e 131.2008.

SMITH, E.A.L. (1960). Pile Driving Analysis by the Wave Equation. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.86, SM4, p 35-61, Aug.

SOARES, F. L. (2002). Análise de provas de carga dinâmica em tubulões a céu aberto, no campo experimental de fundações da EESC. São Carlos, 2002. 158p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SUAPE estrutura portuária. Pernambuco, 2010. Disponível em: <http://www.suape.pe.gov.br/pdf/suape_global_site_.pdf>. Acesso em 11 Jan. 2010.

TERZAGHI, K. (1943). “Theoretical Soil Mechanics”. John Wiley and Sons, Inc., New York, pp. 137-143.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2002). “Fundações profundas”. Publicação da COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro. v.2, 472 p.

WHITAKER, T.; BULLEN, F.R. (1981). Pile Testing and Pile Driving Formulae. In: Piles and Foundations, edited by F.E.Young. Thomas Telford Ltd, p. 121-134.

ANEXOS

ANEXO A – Sondagens Cais IV

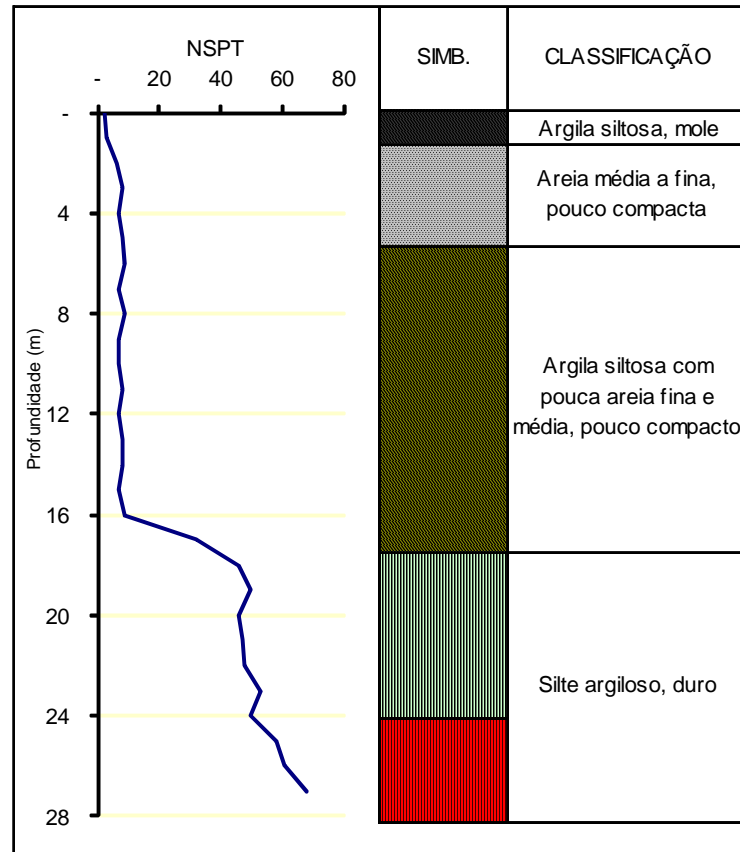


Figura A1 – Sondagem SP04 (Utilizada no ECD)

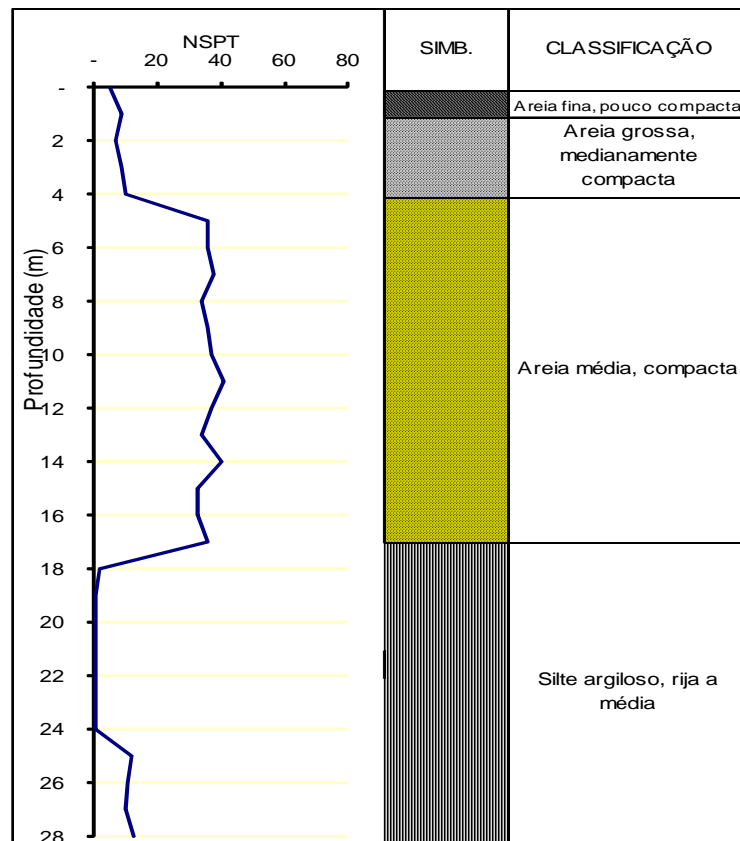


Figura A2 – Sondagem SPT22

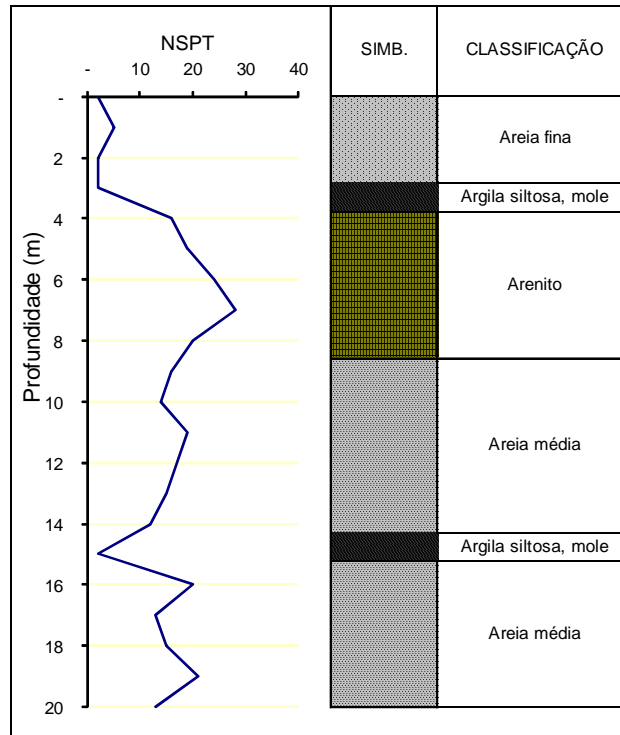


Figura A3 – Sondagem SPT11

ANEXO B – Sondagens EAS

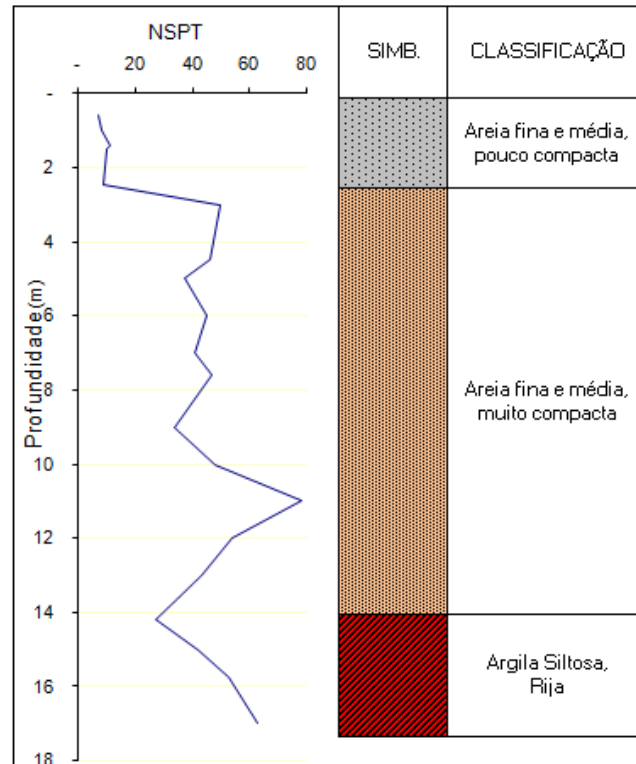


Figura B1 – Sondagens SMA14 (Utilizada ECD)

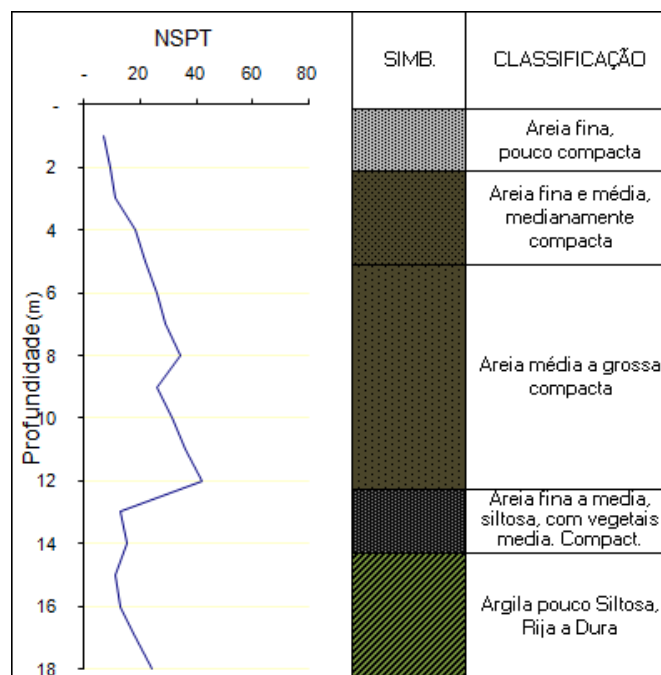


Figura B2 – Sondagem SPT82

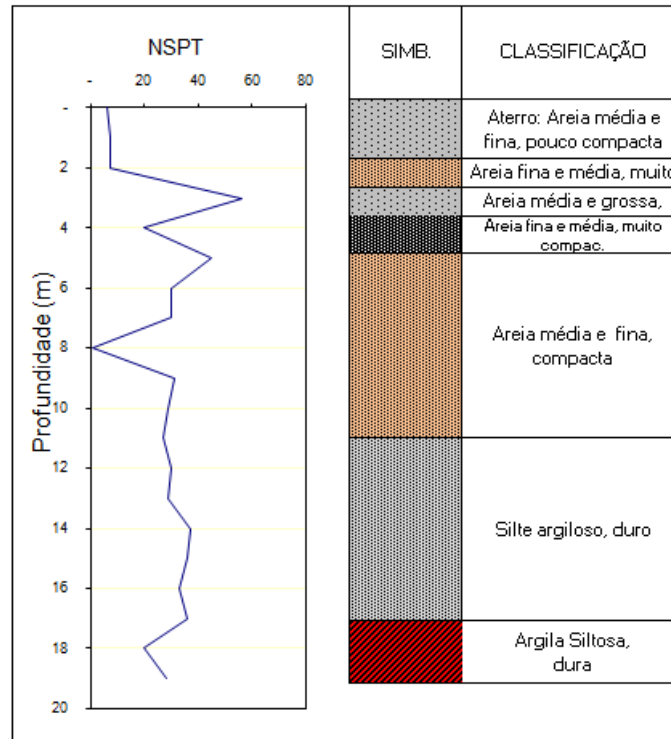


Figura B3 – Sondagem BHM09 (Utilizada no ECD)

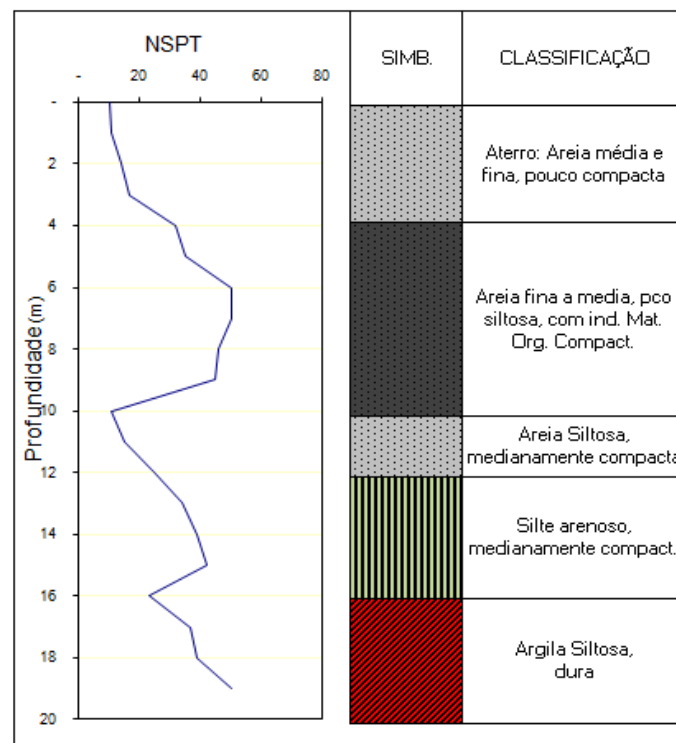


Figura B4 – Sondagem BHM08

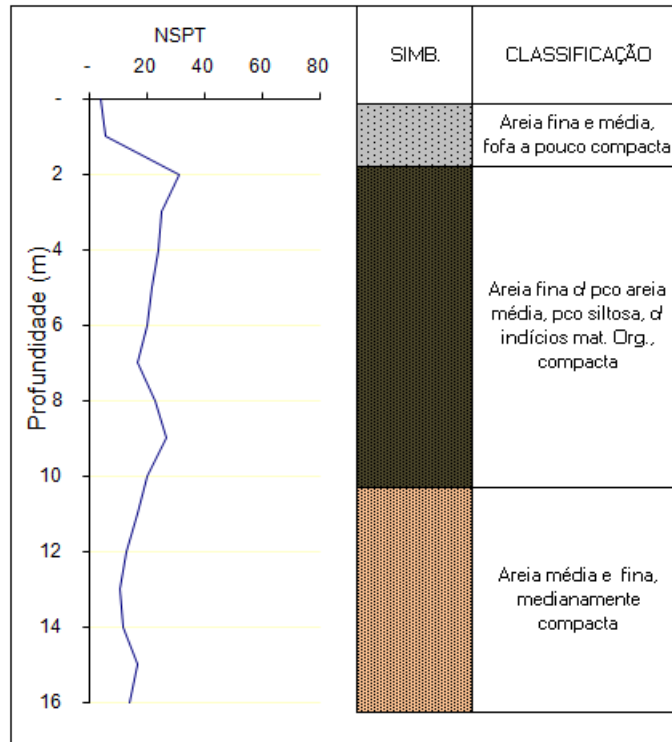


Figura B5 – Sondagem SPT67 (Utilizada no ECD)

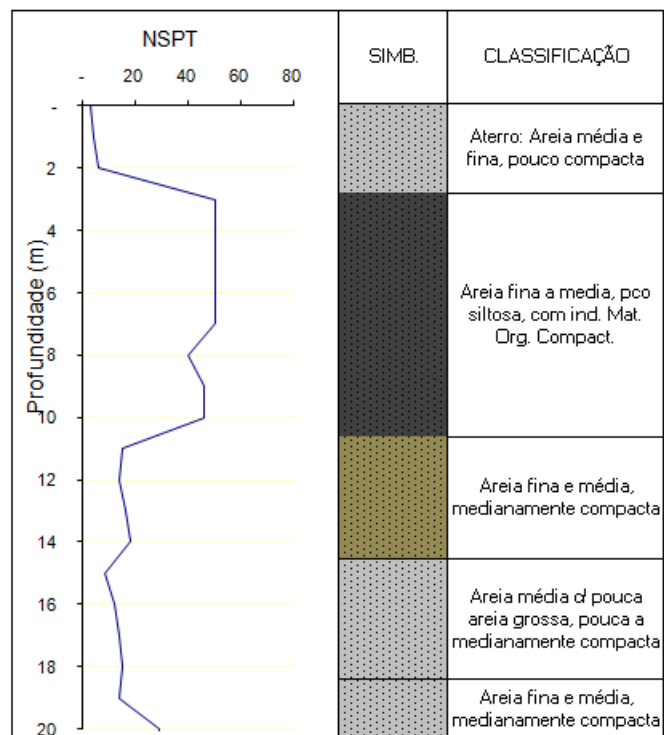


Figura B6 – Sondagem BHM06