



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Arthur Gomes Dantas de Araújo**

**PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO LATERAL  
EM ESTACAS ESCAVADAS HÉLICE CONTÍNUA E CRAVADAS  
METÁLICAS EM AREIA**

**Natal  
2013**

**Arthur Gomes Dantas de Araújo**

**PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO LATERAL  
EM ESTACAS ESCAVADAS HÉLICE CONTÍNUA E CRAVADAS  
METÁLICAS EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Natal  
2013

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede  
Catalogação da Publicação na Fonte

Araújo, Arthur Gomes Dantas de.

Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia. / Arthur Gomes Dantas de Araújo. – Natal, RN, 2013.

221 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Engenharia civil - Dissertação. 2. Coeficiente de reação horizontal - Dissertação. 3. Curva p-y - Dissertação. 4. Carregamento lateral – Dissertação. 5. Areia – Dissertação. I. Costa, Yuri Daniel Jatobá. II. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 69

ARTHUR GOMES DANTAS DE ARAÚJO

**PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO LATERAL  
EM ESTACAS ESCAVADAS HÉLICE CONTÍNUA E CRAVADAS  
METÁLICAS EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa – Orientador

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Carina Maia Lins Costa – Examinadora Interna

---

Prof. Dr. Maurício Martines Sales – Examinador Externo (UFG)

**Natal, 10 de dezembro de 2013.**

# PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS ESCAVADAS HÉLICE CONTÍNUA E CRAVADAS METÁLICAS EM AREIA

Arthur Gomes Dantas de Araújo

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

## RESUMO

Um estudo experimental foi realizado para investigar o comportamento de estacas escavadas hélice contínua e estacas cravadas metálicas submetidas a carregamentos laterais em areia. As estacas foram ensaiadas em duas áreas diferentes no mesmo local. Ambas as áreas eram compostas por um aterro superficial de 3 m de espessura de areia fina, seguido de camadas naturais de areia fina a grossa. Os aterros diferenciam-se pela densidade relativa com que foram compactados, 45% e 70%, respectivamente. Cada área recebeu um par idêntico de estacas hélice contínua e dois pares idênticos de estacas metálicas com perfil “H”. Em cada par de estacas foi executada uma prova de carga estática. Neste trabalho, os resultados das provas de carga são apresentados e interpretados. O coeficiente de reação horizontal do solo foi determinado através dos resultados das provas de carga e comparado com valores obtidos a partir de correlações baseadas no índice de resistência à penetração do ensaio SPT ( $N_{SPT}$ ). Curvas p-y foram construídas para prever o comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais. Retro – análises foram efetuadas através das curvas p-y teóricas e experimentais para obtenção de parâmetros de entrada para os modelos analíticos, dentre os quais o coeficiente de reação horizontal. A carga de ruptura do sistema solo – estaca foi determinada através de métodos teóricos e os resultados foram comparados com os resultados experimentais, verificando sua validade.

**Palavras-chave:** coeficiente de reação horizontal, curva p-y, carregamento lateral, areia.

# STATIC LATERAL LOADING TESTS ON CFA BORED PILES AND METALIC DRIVEN PILES IN COHESIONLESS SOIL

Arthur Gomes Dantas de Araújo

Adviser: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

## ABSTRACT

An experimental study has been conducted to investigate the behavior of continuous flight auger (cfa) bored piles and metallic driven H-section piles under lateral loading in cohesionless soils. The piles were tested in two different areas at the same site. Both areas consisted of a 3-m thick compacted superficial fill of pure fine sand, underlain by layers of naturally occurring pure fine-thick sand. Fills are differentiated by the relative densities which were compressed, 45% e 70%, respectively. Each area received one identical pair of cfa piles and two identical pairs of H-piles. A static lateral loading test was performed in each pair of piles. In this work, the pile load test results are reported and interpreted. The horizontal coefficient of subgrade reaction was determined from the results of the loading tests and compared with values determined by correlations based on penetration resistance index of SPT tests ( $N_{SPT}$ ). p-y formulations describing the static behavior of the piles were applied to the problem under evaluation. Back – Analyses were made through theoretical and experimental p-y curves for obtaining input parameters for the analytic models, among which the coefficient of horizontal reaction. The soil – pile system horizontal loading at rupture was determined by the theoretical methods and the results were compared with the experimental results, checking its validity.

**Key-words:** horizontal coefficient of subgrade reaction, p-y curve, lateral loading, sand.

“Ame-se muito, de verdade, aprenda a ser mais humilde e quando pensar em desistir do que mais se quer, saiba que quando desejamos algo, o universo realmente conspira a favor, desde que você realmente acredite!”

(Autor desconhecido)

Aos meus pais Aldayr e Aura Helena,  
aos meus irmãos Júnior e Ana Júlia,  
dedico este trabalho.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre ter me iluminado e me dado forças durante a realização do mestrado.

Aos meus pais, Aldayr e Aura Helena, e meus irmãos Aldayr Junior e Ana Júlia pela paciência que tiveram durante todo o processo deste trabalho, pelos ensinamentos sempre presentes em minha vida, pelo amor e ternura que recebo diariamente.

A Bianca, pelo carinho, incentivo e compreensão que teve durante toda essa caminhada.

A Gabriel, que apesar de ainda não estar entre nós, tem dado muita alegria e força para superar os obstáculos diários.

Ao meu orientador, professor Yuri Daniel Jatobá Costa, pela paciência, confiança e disponibilidade para transmitir os conhecimentos necessários ao longo de todo este período.

Ao professor Olavo Francisco dos Santos Júnior, pelos conhecimentos compartilhados e pela oportunidade dada nos projetos de pesquisa e extensão no período da graduação, que me fez despertar o interesse na área geotécnica.

Ao amigo Avelino Lourenço pelo companheirismo, amizade cultivada e pela incalculável ajuda no andamento deste trabalho.

A professora Miriam Gonçalves Miguel pela enorme gentileza e atenção que teve em dirimir várias dúvidas e questionamentos sobre o trabalho.

Aos colegas de turma Carlindo Avelino, Carlos Junior, Fabiana Alves, Luciano Moreira e Rubens Alves pelo companheirismo e conhecimentos compartilhados ao longo de todo o mestrado.

Aos amigos Gilvan Bezerra e Paulo Henrique pela amizade e palavras de incentivo ao longo desta caminhada.

A João Paulo Costa, Avelino Lourenço e ao Engenheiro Maurício Mello pela ajuda prestada durante as árduas execuções das provas de carga.

Ao técnico do laboratório de mecânica dos solos, Paulo Leite, pela preciosa ajuda durante a execução dos ensaios triaxiais.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES – pela concessão da bolsa de estudo.

A todos os demais colegas, professores e funcionários do programa de pós-graduação em engenharia civil, em especial a Rafaella Xavier, pela cooperação dada desde meu ingresso no mestrado.

## SUMÁRIO

Lista de figuras.....	xiii
Lista de tabelas.....	xxiii
Lista de abreviaturas e siglas.....	xxvi
Lista de símbolos.....	xxvii
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
1.1 Generalidades e Justificativa.....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.3 Organização do texto .....	3
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>5</b>
2.1 Considerações Iniciais .....	5
2.2 Coeficiente de Reação Horizontal do Solo.....	8
2.3 Variação do Módulo de Reação Horizontal com a Profundidade .....	10
2.4 Valores de $n_h$ Reportados na Literatura .....	14
2.5 Equacionamento do Problema da Estaca Carregada Horizontalmente.....	21
2.6 Definição da Rigidez Relativa Estaca – Solo (ou Comprimento característico)...	24
2.7 Previsão do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente.....	26
2.7.1 Critério de Broms para Previsão de Deslocamento Horizontal.....	26
2.7.2 Método de Miché.....	28
2.7.3 Método de Matlock e Reese.....	30
2.8 Considerações Sobre o Deslocamento Horizontal e o Coeficiente de Reação Horizontal em Provas de Carga .....	34
2.9 Métodos para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas Carregadas Lateralmente .....	38
2.9.1 Método de Hansen .....	39

2.9.2 Método de Broms para Solos Não Coesivos.....	42
2.10 Análise Não Linear Através das Curvas p-y .....	49
2.10.1 Método de Reese et al. (1974).....	51
2.10.2 Método do American Petroleum Institute (1993).....	58
2.10.3 Comparação entre os Métodos.....	61
CAPÍTULO 3 .....	64
3.1 Local da Pesquisa .....	64
3.2 Geologia do Local da Pesquisa.....	67
3.3 Caracterização Geológica - Geotécnica do Local da Pesquisa .....	67
3.3.1 Ensaios de Campo .....	67
3.3.1.1 Sondagens SPT .....	68
3.3.1.2 Ensaios de Piezocone (CPTu) .....	72
3.3.2 Ensaios de Laboratório Realizados com a Areia Utilizada para a Compactação dos Aterros.....	73
3.3.2.1 Análise Granulométrica .....	74
3.3.2.2 Massa Específica dos Sólidos.....	75
3.3.2.3 Ensaios de Índice de Vazios Máximo e Índice de Vazios Mínimo.....	75
3.3.2.4 Ensaios de Compressão Triaxial.....	75
3.3.3 Parâmetros de Resistência, Parâmetro de Deformabilidade, e Peso Específico do Solo a Partir de Correleções com o $N_{SPT}$ .....	79
3.4 Provas de Carga Estáticas.....	81
CAPÍTULO 4 .....	92
CAPÍTULO 5.....	123
5.1 Curvas p-y a Partir dos Resultados das Provas de Carga.....	123
5.2 Modelagem das curvas p-y pelos Métodos de Reese et al. e American Petroleum Institute (API).....	131

5.3	Coeficiente de Reação Horizontal do Solo.....	147
5.3.1	Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal Através das Provas de Carga Estática.....	147
5.3.2	Obtenção de $n_h$ a Partir de Retroanálise das Curvas p-y.....	152
5.3.3	Variação de $n_h$ com a Profundidade.....	156
5.4	Capacidade de Carga Lateral do Sistema Solo - Estaca.....	160
5.4.1	Capacidade de Carga Através das Provas de Carga Estática.....	160
5.4.2	Carga Admissível.....	167
5.4.3	Capacidade de Carga Horizontal Teórica.....	168
5.5	Esforços e Deslocamentos ao Longo das Estacas.....	177
	CAPÍTULO 6.....	186
6.1	Sugestões para Futuras Pesquisas.....	192
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193
	ANEXOS.....	207

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Reação do solo (a) estaca no terreno e (b) problema modelado pela Hipótese de Winkler.....	7
Figura 2.2 Vista superior de estaca em deslocamento horizontal (a) tensões atuantes (b) mecanismo de ruptura.....	9
Figura 2.3 Conversão de tensão em carga por unidade de comprimento.....	10
Figura 2.4 Variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade: (a) para solos coesivos (b) para solos não coesivos .....	13
Figura 2.5 Determinação de Coeficiente de Reação Horizontal do Solo.....	16
Figura 2.6 Estaca carregada lateralmente .....	22
Figura 2.7 Reação do Solo versus Deslocamento: determinação do Módulo Tangente e Módulo Secante .....	24
Figura 2.8 Momento fletor máximo pelo método de Miche.....	29
Figura 2.9 Princípio da superposição no método de Matlock e Reese (1961) .....	31
Figura 2.10 Convenções de sinais para o método de Matlock e Reese (1961) .....	34
Figura 2.11 Resultados do problema típico de estacas carregadas horizontalmente (a) carregamento (b) deslocamento horizontal (c) rotação (d) momento fletor (e) esforço cortante (f) reação do solo.....	34
Figura 2.12 Relação típica entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o deslocamento horizontal.....	35
Figura 2.13 Decomposição do deslocamento horizontal final, $y_t$ .....	37
Figura 2.14 Decomposição final do deslocamento horizontal, $y_t$ .....	39
Figura 2.15 Efeito do carregamento lateral em estacas.....	39
Figura 2.16 Cálculo da capacidade de carga horizontal para estacas curtas pelo Método de Hansen .....	40
Figura 2.17 Coeficientes $K_q$ e $K_c$ de Hansen .....	41

Figura 2.18 Mecanismo de ruptura de estacas carregadas lateralmente com topo livre no método de Broms (1964a,b) (a) estacas longas (b) estacas curtas.....	44
Figura 2.19 Mecanismos de ruptura, diagramas de reação do solo e momento fletor (a) para estacas curtas (b) para estacas longas .....	46
Figura 2.20 Curvas p-y definidas para diferentes profundidades ao longo do fuste da estaca.....	50
Figura 2.21 Curva p-y modelada por Reese et al.....	52
Figura 2.22 Modelo de ruptura do solo para profundidades mais rasas.....	53
Figura 2.23 Modelo de ruptura para profundidades maiores.....	53
Figura 2.24 Capacidade de carga teórica do solo, $p_c$ , em função da profundidade através do método de Reese et al. (1974) .....	55
Figura 2.25 (a) Coeficiente A (b) Coeficiente B.....	56
Figura 2.26 Variação dos parâmetros $C_1$ , $C_2$ e $C_3$ em função do ângulo de atrito interno do solo.....	59
Figura 2.27 Variação da inclinação inicial da curva p-y ( $n_h$ ) em função da densidade relativa.....	60
Figura 2.28 Exemplo de curvas p-y baseadas nos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) .....	61
Figura 3.1 Localização da área da pesquisa .....	64
Figura 3.2 Localização das regiões A e B no local da pesquisa (dimensões em m).. .....	65
Figura 3.3 Aspecto do aterro arenoso na região A .....	66
Figura 3.4 Aspecto do aterro arenoso na região B.....	66
Figura 3.5 Locação das sondagens SPT nas regiões A e B da obra .....	68
Figura 3.6 Montagem de uma prova de carga estática no amostrador SPT .....	70
Figura 3.7 Perfil típico do subsolo da Região A.....	71
Figura 3.8 Perfil típico do subsolo da Região B.....	72
Figura 3.9 Locação dos ensaios CPTu nas regiões A e B .....	73

Figura 3.10 Curva granulométrica da areia do aterro das Regiões A e B. ....	74
Figura 3.11 Resultados de ensaios triaxiais com areia para $D_r = 45\%$ : deformação axial x tensão desviadora.....	76
Figura 3.12 Resultados de ensaios triaxiais com areia para $D_r=45\%$ : deformação axial x variação de volume .....	76
Figura 3.13 Resultados de ensaios triaxiais com areia para $D_r=45\%$ : envoltória de ruptura.....	77
Figura 3.14 Resultados de ensaios triaxiais com areia para $D_r=70\%$ : deformação axial x tensão desviadora .....	77
Figura 3.15 Resultados de ensaios triaxiais com areia para $D_r=70\%$ : deformação axial x variação de volume .....	78
Figura 3.16 Resultados de ensaios triaxiais com areia para $D_r=70\%$ : envoltória de ruptura.....	78
Figura 3.17 Variação do ângulo de atrito interno do solo $\phi$ com $(N_{60})_1$ .....	79
Figura 3.18 Detalhe das armaduras longitudinal e transversal das estacas hélice contínua .....	83
Figura 3.19 Detalhe da seção transversal das estacas metálicas (dimensões em mm).....	83
Figura 3.20 Locação das estacas nas regiões A e B (dimensões em cm) .....	85
Figura 3.21 Esquema das provas de carga com carregamento horizontal em estaca hélice contínua .....	86
Figura 3.22 Montagem de uma prova de carga estática com carregamento horizontal em estaca hélice contínua.....	87
Figura 3.23 Detalhe do sistema de aplicação do carregamento e dos relógios comparadores em prova de carga em estaca hélice contínua .....	87
Figura 3.24 Configuração das provas de carga com carregamento horizontal em estaca metálica .....	88
Figura 3.25 Montagem de uma prova de carga com carregamento horizontal em estacas metálicas.....	89

Figura 3.26 Detalhe de aplicação de carga em uma prova de carga estática em estaca metálica .....	89
Figura 3.27 Detalhe do posicionamento dos relógios comparadores na estaca metálica.....	90
Figura 4.1 Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-1 na Região A.....	93
Figura 4.2 Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-2 na Região A.....	94
Figura 4.3 Comparação entre as curvas carga x deslocamento horizontal das estacas hélice contínua HC-1 e HC-2 na Região A.....	95
Figura 4.4 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “base” .....	96
Figura 4.5 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “topo” .....	97
Figura 4.6 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região A, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo” ....	98
Figura 4.7 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “base”.....	99
Figura 4.8 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “topo”.....	100
Figura 4.9 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região A, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo”...	101
Figura 4.10 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas hélice contínua e metálica na Região A.....	102
Figura 4.11 Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-1 na Região B.....	103
Figura 4.12 Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-2 na Região B.....	104

Figura 4.13 Comparação entre as curvas carga x deslocamento horizontal das estacas hélice contínua HC-1 e HC-2 na Região B.....	105
Figura 4.14 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “base”..	106
Figura 4.15 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “topo”.....	107
Figura 4.16 Curvas carga x deslocamento horizontal das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região B, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo” .....	108
Figura 4.17 Curva carga x deslocamento horizontal média das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “base”.	109
Figura 4.18 Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “topo”.....	110
Figura 4.19 Curvas carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região B, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo”.	111
Figura 4.20 Curva carga x deslocamento horizontal das estacas hélice contínua e metálica na Região B.....	112
Figura 4.21 Curva $y_0$ versus $n_h$ das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-MÉDIA na Região A. ....	115
Figura 4.22 Curvas $y_0$ versus $n_h$ das estacas metálicas EM1 e EM2 da Região A, com deslocamentos medidos na posição “base” .....	116
Figura 4.23 Curvas $y_0$ versus $n_h$ das estacas metálicas EM3 e EM4 da Região A, com deslocamentos medidos na posição “base”.....	117
Figura 4.24 Curva $y_0$ versus $n_h$ das estacas hélice contínua e metálica na Região A .....	118
Figura 4.25 Curva $y_0$ versus $n_h$ das estacas hélice contínua HC-1 HC-2 e HC-MÉDIA na Região B .....	119

Figura 4.26 Curva $y_0$ versus $nh$ das estacas metálicas EM1 e EM2 da Região B, com deslocamentos medidos na posição “base” .....	120
Figura 4.27 Curva $y_0$ versus $nh$ das estacas metálicas EM3 e EM4 da Região B, com deslocamentos medidos na posição “base” .....	121
Figura 4.28 Curva $y_0$ versus $nh$ das estacas hélice contínua e metálica na Região B .....	122
Figura 5.1 Curvas p-y das estacas hélice contínua para a profundidade de 0,5 m, na Região A.....	126
Figura 5.2 Curvas p-y das estacas hélice contínua para a profundidade de 0,5 m, na Região B.....	126
Figura 5.3 Curvas p-y das estacas metálicas EM1EM2 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região A. ....	129
Figura 5.4 Curvas p-y das estacas metálicas EM3EM4 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região A.....	130
Figura 5.5 Curvas p-y das estacas metálicas EM1EM2 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região B.....	130
Figura 5.6 Curvas p-y das estacas metálicas EM3EM4 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região B.....	131
Figura 5.7 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 0,5$ m, na Região A.....	135
Figura 5.8 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 1,5$ m, na Região A.....	135
Figura 5.9 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 3,0$ m, na Região A.....	136
Figura 5.10 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 4,5$ m, na Região A.....	136
Figura 5.11 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 6,0$ m, na Região A.....	137
Figura 5.12 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 8,0$ m, na Região A.....	137
Figura 5.13 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 10,0$ m, na Região A .....	138
Figura 5.14 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 0,5$ m, na Região B.....	138
Figura 5.15 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 1,5$ m, na Região B.....	139
Figura 5.16 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 3,0$ m, na Região B.....	139

Figura 5.17 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 4,5$ m, na Região B.....	140
Figura 5.18 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 6,0$ m, na Região B.....	140
Figura 5.19 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 8,0$ m, na Região B.....	141
Figura 5.20 Curvas p-y teóricas, para profundidade $z = 10,0$ m, na Região B.....	141
Figura 5.21 Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas hélice contínua para $z = 0,5$ m, na Região A .....	143
Figura 5.22 Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM1EM2 para $z = 0,5$ m, na Região A.....	144
Figura 5.23 Comparação das curvas p-y teóricas e Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM3EM4 para $z = 0,5$ m, na Região A.....	144
Figura 5.24 Comparação das curvas p-y teóricas e Matlock e Reese (1961), das estacas hélice contínua para $z = 0,5$ m, na Região B .....	145
Figura 5.25 Comparação das curvas p-y teóricas e Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM1EM2 para $z = 0,5$ m, na Região B.....	145
Figura 5.26 Comparação das curvas p-y teóricas e Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM3EM4 para $z = 0,5$ m, na Região B.....	146
Figura 5.27 Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas hélice contínua da Região A.....	152
Figura 5.28 Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM1EM2 da Região A.....	153
Figura 5.29 Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM3EM4 da Região A.....	153
Figura 5.30 Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas hélice contínua da Região B.....	154
Figura 5.31 Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM1EM2 da Região B.....	154

Figura 5.32 Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM3EM4 da Região B.....	155
Figura 5.33 Variação de nh ao longo do perfil nas Regiões A e B da obra .....	157
Figura 5.34 Variação da capacidade de carga do sistema solo – estaca em função do diâmetro da estaca.....	166
Figura 5.35 Cargas de ruptura (kN) por métodos teóricos para a Região A .....	171
Figura 5.36 Cargas de ruptura (kN) por métodos teóricos para a Região B .....	171
Figura 5.37 Comparação das cargas de ruptura por métodos teóricos das estacas hélice contínua pelos métodos de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).....	172
Figura 5.38 Comparação das cargas de ruptura por métodos teóricos das estacas metálicas EM1EM2 pelos métodos de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).....	172
Figura 5.39 Comparação das cargas de ruptura por métodos teóricos das estacas metálicas EM3EM4 pelos métodos de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).....	173
Figura 5.40 Comportamento estrutural da estaca HC1 – A.....	180
Figura 5.41 Comportamento estrutural da estaca HC1 – B.....	180
Figura 5.42 Comportamento estrutural da estaca HC2 – A.....	181
Figura 5.43 Comportamento estrutural da estaca HC2 – B.....	181
Figura 5.44 Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Base – A.....	182
Figura 5.45 Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Base - B.....	182
Figura 5.46 Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Topo - A.....	183
Figura 5.47 Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Topo – B.....	183
Figura 5.48 Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Base – A.....	184
Figura 5.49 Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Base – B.....	184
Figura 5.50 Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Topo – A.....	185
Figura 5.51 Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Topo – B.....	185

Figura A.1 Curva de calibração da célula de carga utilizada na prova de carga. ....	207
Figura B.1 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 1 da HC1 – A.....	208
Figura B.2 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 2 da HC1 – A.....	208
Figura B.3 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 3 da HC2 – A.....	209
Figura B.4 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 4 da HC2 – A.....	209
Figura B.5 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “base” da EM1 – A .....	210
Figura B.6 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “topo” da EM1 – A .....	210
Figura B.7 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “base” da EM2 – A .....	211
Figura B.8 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “topo” da EM2 – A .....	211
Figura B.9 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “base” da EM3 – A .....	212
Figura B.10 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “topo” da EM3 – A .....	212
Figura B.11 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “base” da EM4 – A .....	213
Figura B.12 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “topo” da EM4 – A. .....	213
Figura B.13 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 1 da HC1 – B.....	214
Figura B.14 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 2 da HC1 – B.....	214

Figura B.15 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 3 da HC2 – B.....	215
Figura B.16 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 4 da HC2 – B.....	215
Figura B.17 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “base” da EM1 – B .....	216
Figura B.18 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “Topo” da EM1 – B .....	216
Figura B.19 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “Base” da EM2 – B .....	217
Figura B.20 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “Topo” da EM2 – B .....	217
Figura B.21 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “Base” da EM3 – B .....	218
Figura B.22 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “Topo” da EM3 – B .....	218
Figura B.23 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “base” da EM4 – B .....	219
Figura B.24 Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “topo” da EM4 – B. ....	219

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Valores do coeficiente de reação horizontal para areias .....	15
Tabela 2.2 Valores de $n_h$ para areias em $kN/m^3$ .....	15
Tabela 2.3 Valores de $n_h$ obtidos para estacas escavadas e Franki .....	18
Tabela 2.4 Valores de $n_h$ para estacas apiloadas, escavadas, strauss e raiz .....	19
Tabela 2.5 Valores de $n_h$ para Estacas Ômega em $kN/m^3$ .....	20
Tabela 2.6 Valores de $n_h$ para estacas hélice contínua, escavada, ômega, raiz, e pré-moldada .....	21
Tabela 2.7 Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez estaca – solo. ....	25
Tabela 2.8 Cálculo dos Deslocamentos Horizontais no topo da estaca para solo não coesivo .....	27
Tabela 2.9 Coeficientes adimensionais.....	33
Tabela 2.10 Valores de $n_h$ em $MN/m^3$ em função da densidade relativa da areia.....	57
Tabela 3.1 Frações constituintes da areia dos aterros das Regiões A e B .....	74
Tabela 3.2 Peso específico para solos arenosos a partir do NSPT .....	80
Tabela 3.3 Parâmetros de deformabilidade do solo superficial das Regiões A e B...81	
Tabela 3.4 Parâmetros das estacas hélice contínua e estacas metálicas .....	84
Tabela 3.5 Sequência de execução das provas de carga e designação usada .....	84
Tabela 3.6 Nomenclatura dada às leituras do deslocamento horizontal para as estacas metálicas.....	90
Tabela 4.1 Resumo das provas de carga horizontal das Regiões A e B.....	113
Tabela 5.1 Valores de $y_0$ e T das estacas HC1, HC2 e HC Média na Região A.....	124
Tabela 5.2 Valores de $y_0$ e T das estacas HC1, HC2 e HC Média na Região B.....	125
Tabela 5.3 Valores de $y_0$ e T das estacas EM1EM2 Base e EM1EM2 Topo na Região A.....	127

Tabela 5.4 Valores de $y_0$ e T das estacas EM3EM4 Base e EM3EM4 Topo na Região A.....	128
Tabela 5.5 Valores de $y_0$ e T das estacas EM1EM2 Base e EM1EM2 Topo na Região B.....	128
Tabela 5.6 Valores de $y_0$ e T das estacas EM3EM4 Base e EM3EM4 Topo na Região B.....	129
Tabela 5.7 Diâmetro equivalente $beq$ (mm) das estacas metálicas .....	133
Tabela 5.8 Valores da inclinação inicial das curvas p-y ao longo da profundidade para as Regiões A e B .....	134
Tabela 5.9 Faixa de variação das cargas de ruptura ao longo da profundidade obtidas pelas curvas p-y através dos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) .....	142
Tabela 5.10 Valores de $n_h$ determinados para as estaca da Região A.....	149
Tabela 5.11 Valores de $n_h$ determinados para as estaca da Região B.....	150
Tabela 5.12 Valores de $n_h$ obtidos através do ajuste entre as curvas p-y por Reese et al. (1974) e as curvas p-y obtidas por matlock e Reese (1961) .....	155
Tabela 5.13 Valores dos coeficientes A e B obtidos através do ajuste entre as curvas p-y por Reese et al. (1974) e as curvas p-y obtidas por matlock e Reese (1961).....	156
Tabela 5.14 Comparação entre os valores de $n_h$ .....	158
Tabela 5.15 Novos valores propostos para a previsão do $n_h$ por Décourt (1991) para o solo local .....	159
Tabela 5.16 Estimativa da carga de ruptura das estacas ensaiadas .....	161
Tabela 5.17 Comparação entre o método da Ruptura Convencional e a NBR 6122/2010, na Região A.....	162
Tabela 5.18 Comparação entre o método da Ruptura Convencional e a NBR 6122/2010, na Região B.....	162
Tabela 5.19 Comparação entre o método da ruptura convencional e Van der Veen (1953), na Região A .....	163

Tabela 5.20 Comparação entre o método da ruptura convencional e Van der Veen (1953), na Região B .....	164
Tabela 5.21 Comparação entre o método da ruptura convencional e Décourt (1996), na Região A.....	165
Tabela 5.22 Comparação entre o método da ruptura convencional e Décourt (1996), na Região B.....	165
Tabela 5.23 Carga admissível horizontal das estacas .....	167
Tabela 5.24 Valores de $n_h$ e $T$ para classificação das estacas na Região A .....	168
Tabela 5.25 Valores de $n_h$ e $T$ para classificação das estacas na Região B .....	168
Tabela 5.26 Capacidade de carga teórica por Broms (1964b).....	169
Tabela 5.27 Capacidade de carga teórica por Hansen (1961) .....	170
Tabela 5.28 Capacidade de carga teórica por Reese et al. (1974) e API (1993). ...	170
Tabela 5.29 Comparação dos métodos de capacidade de carga para a Região A.	175
Tabela 5.30 Comparação dos métodos de capacidade de carga para a Região B.	175
Tabela 5.31 Comparação dos deslocamentos horizontais (mm).....	179
Tabela 5.32 Comparação dos momentos fletores (kN.m).....	179

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

API – *American Petroleum Institute*

CPT<sub>u</sub> – *Piezocone Penetration Test*

EM – *Estaca Metálica*

FS – *Fator de Segurança*

HC – *Estaca Hélice Contínua*

MEF – *Método dos Elementos Finitos*

NBR – *Norma Brasileira Registrada*

PCE – *Prova de Carga Estática*

QML – *Quick Mainteined Load Test (Ensaio Rápido)*

RC – *Ruptura convencional para deslocamento horizontal de 25 mm*

SPT – *Standard Penetration test*

SUCS – *Sistema unificado de Classificação dos Solos*

**LISTA DE SÍMBOLOS**

$E_p$  - módulo de Elasticidade Longitudinal da estaca

$I_p$  - momento de inércia da estaca

$k_h$  – coeficiente de reação horizontal do solo

$q$  – tensão horizontal

$y$  – deslocamento horizontal da estaca

$K_h$  – módulo de reação horizontal do solo

$D$  – diâmetro ou largura da estaca

$n_h$  – coeficiente de reação horizontal do solo para areias ou argilas moles

$z$  – profundidade

$K_L$  – módulo de reação horizontal do solo na ponta da estaca

$n$  – expoente empírico com sinal positivo

$T$  – comprimento característico ou fator de rigidez estaca-solo para solos não coesivos

$N$  – resistência à penetração medida no SPT

$E_p I_p$  – rigidez à flexão da estaca

$S$  – rotação de uma seção qualquer da estaca

$M$  - momento fletor de uma seção qualquer da estaca

$Q$  – esforço cortante de uma seção qualquer da estaca

$p$  – reação do solo contra a parede da estaca

$R$  – comprimento característico ou fator de rigidez estaca-solo para solos coesivos

$L$  – comprimento da estaca

$\eta$  – fator de rigidez solo-estaca

$e$  – excentricidade da carga aplicada

$H$  – força horizontal aplicado no topo da estaca

$y_0$  – deslocamento horizontal da estaca na superfície do terreno

$M_{\text{máx}}$  – momento fletor máximo de uma seção qualquer da estaca

$y_t$  – deslocamento horizontal total referente à força horizontal e ao momento fletor aplicado na estaca

$y_H$  – deslocamento horizontal na estaca referente à força horizontal aplicado na estaca

$y_M$  – deslocamento horizontal na estaca referente ao momento fletor aplicado na estaca

$C_M^y C_H^y$  – coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais por Matlock e Reese (1961)

$C_M^S C_H^S$  – coeficientes adimensionais para as rotações por Matlock e Reese (1961)

$C_M^M C_H^M$  – coeficientes adimensionais para os momentos fletores por Matlock e Reese (1961)

$C_M^Q C_H^Q$  – coeficientes adimensionais para os esforços cortantes por Matlock e Reese (1961)

$C_M^p C_H^p$  - coeficientes adimensionais para as reações do solo na estaca por Matlock e Reese (1961)

$y_1$  – parcela do deslocamento horizontal devido à rotação no topo da estaca

$y_2$  – parcela do deslocamento horizontal devido ao momento gerado pela excentricidade na aplicação do carregamento

$S_0$  – rotação da estaca à superfície do terreno

$y_3$  – parcela do deslocamento horizontal referente à distância entre a leitura dos relógios comparadores e o ponto de aplicação do carregamento

$e'$  - distância entre a aplicação do carregamento horizontal e a leitura dos relógios comparadores para medir o deslocamento horizontal

$p_u$  – resistência passiva total

$p_z$  - tensão horizontal ao longo do fuste da estaca

$\sigma'_{vz}$  – tensão vertical efetiva na profundidade  $z$  abaixo da superfície

$c$  - coesão do solo na profundidade  $z$

$K_q, K_c$  - coeficientes de empuxo de terra que dependem da relação  $z/D$

$H_{adm}$  – carga horizontal admissível

$K_p$  – coeficiente de empuxo passivo de Rankine

$\varphi'$  - ângulo de atrito interno do solo

$\gamma$  – peso específico do solo

$f$  – localização do momento fletor máximo em relação à superfície do terreno

$p_{cs}$  - resistência horizontal do solo por unidade de comprimento da estaca para profundidades rasas

$p_{cd}$  - resistência horizontal do solo por unidade de comprimento da estaca para maiores profundidades

$x$  - profundidade da superfície ao ponto considerado no fuste da estaca para o método de Reese et al. (1974)

$K_0$  – coeficiente de empuxo no repouso de Rankine

$K_a$  – coeficiente de empuxo ativo de Rankine

$\alpha, \beta$  – coeficientes obtidos pela teoria de Rankine para o empuxo passivo

$A$  e  $B$  – coeficientes de Reese et al. (1974) para carregamentos estáticos e cíclicos

$p_u$  – capacidade de carga do sistema solo-estaca por Reese et al. (1974)

$p_m$  – resistência por unidade de comprimento por Reese et al. (1974)

$p_1$  – inclinação da linha reta inicial da curva carga  $x$  deslocamento horizontal por Reese et al. (1974)

$p_2$  – equação da parábola para Reese et al. (1974)

$C, n$  – coeficientes para método de Reese et al. (1974)

$m$  - inclinação da reta  $p_3$  situada entre os pontos  $m$  e  $u$

$y_k$  - deslocamento horizontal da parábola  $p_2$

$C_1, C_2, C_3$  – constantes de API (1993) em função do ângulo de atrito interno do solo

$N_{60}$  - valor de  $N_{SPT}$  corrigido para 60% da energia teórica de queda livre

$(N_{60})_1$  - valor de referência de resistência à penetração corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa

$C_N$  – correção devida à tensão efetiva de sobrecarga

$(\sigma'_{oct})_1$  - tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sob tensão vertical efetiva de 100 kPa;

$(\sigma'_{oct})$  - tensão octaédrica ao nível onde o SPT está sendo executado.

$q_t$  – resistência de ponta corrigida do ensaio CPTu

$R_f$  – razão de atrito do ensaio CPTu

$\rho_s$  – massa específica dos sólidos

$e_{máx}$  – índice de vazios máximo

$e_{mín}$  – índice de vazios mínimo

$E_{50}$  – módulo de Young para 50% da tensão máxima de ensaio

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto

$P_{máx}$  – carregamento máximo atingido nas provas de carga

$y_{máx}$  – deslocamento horizontal máximo atingido nas provas de carga

$b_{eq}$  – diâmetro circular equivalente da estaca

$w$  - largura da mesa do perfil

$d$  – profundidade da seção transversal

$f_z$  - resistência ao cisalhamento ao longo da estaca a uma profundidade,  $z$ , abaixo da superfície do terreno

$K_z$  - Coeficiente de empuxo lateral de terra

k – inclinação inicial das curvas p-y ao longo da profundidade

## CAPÍTULO 1

# Introdução

### 1.1 GENERALIDADES E JUSTIFICATIVA

Nas últimas décadas, os principais centros urbanos têm tido inúmeras mudanças no campo da Engenharia Civil, provenientes do vasto crescimento populacional, assim como da evolução das técnicas construtivas locais.

Nessas obras de engenharia, o uso de estacas como elemento estrutural de fundações tornou-se um dos meios mais tradicionais para distribuir os esforços das estruturas de tais obras para o solo.

Em diversas situações, além de resistirem aos esforços verticais, as estacas devem resistir também às solicitações horizontais, às quais são submetidas. São os casos, por exemplo, de fundações de pontes e edifícios elevados, torres de transmissão de energia elétrica, estruturas “off-shore” e de estruturas de contenção. Essas solicitações horizontais são oriundas do vento, ondas marítimas, empuxos de terra e de esforços de zonas de elevados riscos sísmicos.

No projeto de uma fundação submetida a um carregamento horizontal é importante calcular os deslocamentos e obter os diagramas de momento fletor e esforço cortante, o que engloba um estudo teórico tridimensional de difícil modelagem matemática (Miguel, 1996). Por isso, o surgimento e o uso generalizado de métodos de cálculo baseados em hipóteses simplificadoras, por serem de simples utilização, como é o caso dos métodos da teoria de reação horizontal do solo (Cintra, 1981). Esta teoria tem como hipótese principal a idéia de que a reação do solo é proporcional ao deslocamento horizontal, semelhante à hipótese de Winkler para o problema da viga sobre apoio elástico.

Estudos regionais do comportamento de estacas sujeitas a solicitações laterais são de fundamental importância para fornecer subsídios a projetos mais confiáveis, fundamentados na seleção de parâmetros mais realistas. Até o presente, não há estudos dessa natureza aplicados aos solos típicos da região metropolitana de Natal – RN. Alguns dados necessários ao projeto dessas estruturas de fundação são obtidos através de correlações empíricas importadas de outras localidades, e que nem sempre refletem o real comportamento do solo local, como o coeficiente de reação horizontal do solo.

## 1.2 OBJETIVOS

A presente pesquisa tem por objetivo geral avaliar o comportamento de estacas escavadas do tipo hélice contínua e estacas cravadas metálicas, executadas em depósitos de areia pura, através de provas de carga estática com carregamento lateral. Pretende-se, com isso, contribuir para o aprimoramento do projeto de tais estruturas, em prol de obras mais seguras e econômicas. Os objetivos específicos estão listados a seguir:

- Obter as curvas carga x deslocamento horizontal do sistema a partir das provas de carga;
- Obter curvas p-y ao longo da profundidade pelos métodos de Reese et al (1974) e American Petroleum Institute (1993);
- Obter e comparar os coeficientes de reação horizontal do solo  $n_h$  através das provas de carga pelo método de Matlock e Reese (1961); por retroanálise das curvas p-y construídas pelos métodos de Reese et al. (1974) e American Petroleum Institute (1993) e por correlações obtidas através de sondagens SPT realizadas no local.
- Estimar as cargas de ruptura e admissível, a partir das curvas experimentais através dos métodos de extrapolação para estacas ensaiadas à compressão, verificando sua validade;

- Comparar os valores de capacidade de carga obtidos das curvas experimentais, com aqueles calculados pela teoria de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e American Petroleum Institute (1993);
- Confrontar os valores de deslocamento horizontal, lidos nas provas de carga, com aqueles calculados por métodos empíricos, baseados em ensaios de campo e também com os resultados obtidos através de modelagem numérica.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

Além deste capítulo introdutório, esta dissertação é dividida em outros cinco capítulos.

No capítulo 2 foi feita uma revisão bibliográfica sobre estacas carregadas horizontalmente, descrevendo os procedimentos nos quais se baseiam as análises feitas neste trabalho. Inicialmente, foi feita uma abordagem sobre a previsão do comportamento de estacas carregadas lateralmente baseados nos modelos do coeficiente de reação do solo. Foram apresentados também os principais métodos teóricos de cálculo de capacidade de carga de estacas submetidas a carregamentos laterais. Por fim, foi feita uma abordagem da análise não linear do problema através das curvas p-y.

O capítulo 3 descreve as características geológico-geotécnicas do local da pesquisa. Além disso, são apresentados os materiais, os equipamentos e os métodos utilizados na realização dos ensaios.

No capítulo 4, exibem-se os resultados referentes às provas de carga estática em estacas, assim como as curvas deslocamento horizontal *versus* coeficiente de reação horizontal para os casos estudados.

No capítulo 5, apresenta-se a análise dos resultados obtidos. Foram apresentadas e calibradas as curvas p-y construídas pelos métodos teóricos. Os coeficientes de reação horizontal do solo foram determinados e os valores obtidos, a partir dos métodos utilizados, comparados. Além disso, obteve-se a capacidade de carga do sistema solo – estaca, através de métodos de extrapolação utilizados para

estacas ensaiadas à compressão e pelos métodos teóricos para estacas submetidas a solicitações horizontais. Por fim, foram determinados os deslocamentos horizontais, os esforços cortantes e os momentos fletores das estacas.

No capítulo 6, são descritas as principais conclusões obtidas na pesquisa e apresentadas sugestões para pesquisas futuras.

## CAPÍTULO 2

# REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No projeto de qualquer fundação deve-se verificar não apenas a capacidade de carga do sistema solo – fundação, mas também, os deslocamentos do elemento de fundação. A análise de uma estrutura de fundação solicitada por esforços laterais é realizada em níveis do estado limite último de resistência e estado limite de serviço. Ao se atingirem os estados limites, a estrutura não mais condiz com as exigências de segurança previstas em projeto.

Como enfatiza Sousa (2006), os dois estados limites precisam ser concebidos no dimensionamento de fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais. O problema engloba os seguintes aspectos:

- Ruptura do solo;
- Ruptura estrutural das estacas por esforços internos excessivos;
- Deslocamentos ou rotações excessivas da cabeça da estaca de modo a comprometer o trabalho da estrutura suportada.

Neste capítulo serão revisados alguns modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo que preveem o comportamento de estacas isoladas submetidas a carregamentos laterais. Os modelos de determinação da capacidade de carga do sistema solo – estaca e a análise não linear através da construção das curvas p-y também serão apresentados neste capítulo.

Conforme Miguel (1996), no projeto de uma fundação submetida a um carregamento horizontal é preciso calcular os deslocamentos horizontais e obter os

diagramas de momento fletor e esforço cortante, o que engloba um estudo teórico tridimensional de difícil modelagem matemática. Daí, o surgimento e o uso generalizado de métodos de cálculo baseados em hipóteses simplificadoras, por serem de utilização mais fácil (Cintra, 1981). O problema de estacas carregadas lateralmente é basicamente uma análise da interação solo – estrutura. Esta interação depende primordialmente da rigidez e da geometria da estaca, do tipo de solo e do nível de deslocamento atingido.

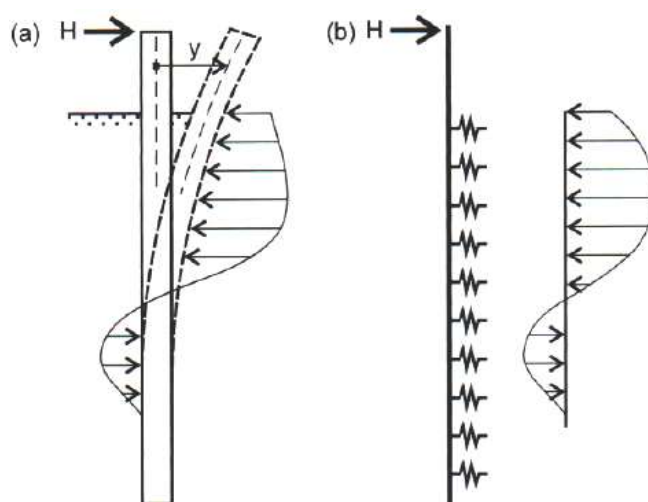
Na literatura técnica, a análise do comportamento de estacas isoladas submetidas a carregamento lateral, ou seja, a previsão dos deslocamentos, rotações e esforços gerados na estaca, tem seguido basicamente quatro linhas de abordagens (Fan e Long, 2005):

- Modelos baseados em equilíbrio limite;
- Modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo;
- Modelos elásticos;
- Modelos baseados no método dos elementos finitos (MEF).

Cada grupo acima mencionado possui suas vantagens e desvantagens. Os modelos de equilíbrio limite preveem uma forma de deslocamento da estaca. Este deslocamento pode ser de translação, rotação de toda a estaca ou de parte dela, em função da estaca ser considerada como curta ou longa. Posteriormente, com o comportamento da estaca definida, faz-se o equilíbrio de tensões atuantes na face da estaca. Broms (1964 a, b) apresenta um trabalho clássico neste enfoque.

Os modelos baseados no coeficiente de reação do solo consideram a Hipótese de Winkler, proposta em 1867, a qual trata o problema de uma viga sobre um meio elástico. Este autor admitiu que o problema pudesse ser resolvido substituindo o solo por uma série de molas horizontais, idênticas, independentes entre si, igualmente espaçadas e de comportamento elástico linear. Pode-se considerar, portanto, que existe uma proporcionalidade linear entre o carregamento lateral e o deslocamento ocorrido na estaca. Essa hipótese simplifica o problema, considerando que a reação do solo atuante em certo ponto depende apenas do deslocamento no mesmo ponto. Prakash e Sharma (1990) consideram os métodos

pertencentes a este grupo como os mais utilizados na prática de projetos de fundação. Garassino (1994) afirma que os métodos baseados no coeficiente de reação do solo são simples pela facilidade de utilização, experiência acumulada, possibilidade de variação com a profundidade dos parâmetros tensão - deformação, bem como a possibilidade de simulação do comportamento não linear do solo, impondo às molas um comportamento carga - deslocamento preestabelecido. As principais desvantagens são a falta de continuidade entre as molas, já que são independentes, e a impossibilidade teórica da análise de grupos de estacas (Poulos e Davis, 1980). A Figura 2.1 ilustra a reação do solo atuante em uma estaca e sujeita a uma carga lateral  $H$  modelada pela hipótese de Winkler.



**Figura 2.1 – Reação do solo (a) estaca no terreno e (b) problema modelado pela Hipótese de Winkler (Velloso e Lopes, 2010).**

Os Modelos Elásticos consideram o solo como um meio contínuo elástico. O modelo abordado por Poulos (1971) é de fácil aplicação para a obtenção dos deslocamentos, porém os parâmetros do solo são de difícil aplicação, pois variam com o nível de solicitações, dificultando o seu uso. Em determinadas circunstâncias, o modelo, pode representar um tratamento mais realístico que aqueles baseados na Hipótese de Winkler, devido à consideração da continuidade do solo. Além disso, possibilita avaliar a interação em um grupo de estacas. Porém, este método apresenta bons resultados apenas para baixos níveis de deformação, quando o comportamento do solo pode ser aproximado ao regime elástico-linear. Poulos e

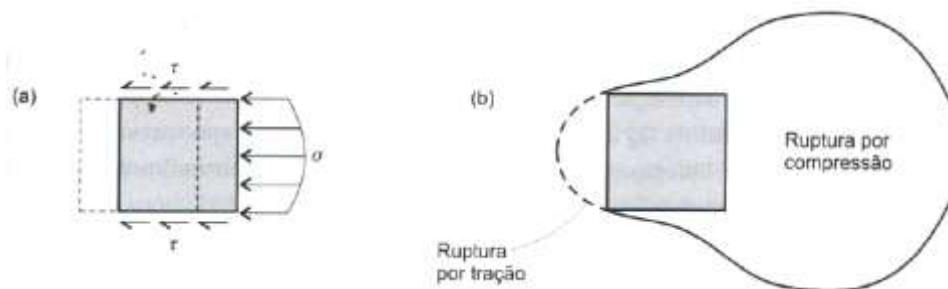
Davis (1980) e Fleming et al. (1992) defendem que, até a carga de projeto, este modelo representa razoavelmente o comportamento observado na prática.

Outra forma de simular o comportamento de estacas sujeitas a carregamento lateral é através da aplicação de modelos tridimensionais, mais sofisticados, baseados no método de elementos finitos. Quando se aplica o MEF, tanto as deformações, quanto os esforços laterais podem ser calculados. Dada à complexidade do modelo tridimensional, é necessário um significativo trabalho computacional e os cálculos são frequentemente muito árduos. Neste sentido, o MEF permite a modelagem do solo de modo mais próximo à realidade (caso os parâmetros de entrada no modelo sejam também realistas), por incorporar vários dos fatores que afetam na interação solo – estaca. Exemplos de aplicações do MEF em problemas de carregamento lateral de estacas podem ser obtidas em Sales et al, (1998) e Abdel-Rahman e Achmus (2005).

## **2.2 COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO**

Os modelos baseados no coeficiente de reação do solo foram idealizados por Winkler em seu trabalho clássico de 1867. A Hipótese de Winkler considera o solo discretizado por uma série de molas independentes, conforme descrito no item 2.1, e é amplamente utilizada na solução de problemas de estacas submetidas a esforços laterais.

A substituição do solo por molas idênticas e independentes é naturalmente compreendida para o caso de uma viga. Para uma estaca assente em solo, esta compreensão não é tão trivial. O solo resiste ao deslocamento horizontal da estaca por tensões normais de compressão contra a frente da estaca e por tensões cisalhantes atuando nas laterais, conforme mostra a Figura 2.2.



**Figura 2.2 – Vista superior de estaca em deslocamento horizontal: (a) tensões atuantes (b) mecanismo de ruptura (Velloso e Lopes, 2010).**

Segundo Cintra (1981) desde o início do século XX tem-se usado a teoria de reação do solo para se prever o comportamento de estacas submetidas a solicitações laterais.

Sales et al. (1998) citam em seu trabalho algumas vantagens de se aplicar este método, como a experiência acumulada devida a sua ampla utilização, e a possibilidade dos parâmetros do solo obtidos da relação tensão – deslocamento variarem ao longo do comprimento da estaca.

A expressão que correlaciona a relação entre a tensão horizontal exercida pelo elemento de fundação e o respectivo deslocamento horizontal sofrido (Terzaghi, 1955), é a seguinte:

$$k_h = \frac{\text{tensão horizontal}}{\text{deslocamento horizontal}} = \frac{q}{y} \quad [F \cdot L^{-3}] \quad (2.1)$$

Esta relação foi denominada por Terzaghi (1955) de coeficiente de reação horizontal do solo.

Há uma notação mais atualizada na qual se define o módulo de reação horizontal do Solo, \$K\$, como a relação entre a reação do solo, \$p\$ (em unidades de força por comprimento da estaca), e o correspondente deslocamento horizontal, \$y\$:

$$K_h = \frac{p}{y} \quad [F \cdot L^{-2}] \quad (2.2)$$

A relação entre o coeficiente de reação horizontal e o módulo de reação horizontal é facilmente estabelecida, e o valor de  $K$  é independente da seção transversal da estaca.

$$K_h = k_h \cdot D \quad (2.3)$$

em que:

$D$  = é o diâmetro ou largura da estaca.

Esta notação foi definida para o cálculo da reação horizontal de ruptura do sistema solo - estaca, sendo necessária a conversão da tensão horizontal aplicada ( $p$ ) em carga por unidade de comprimento ( $q$ ), conforme mostra a Figura 2.3.

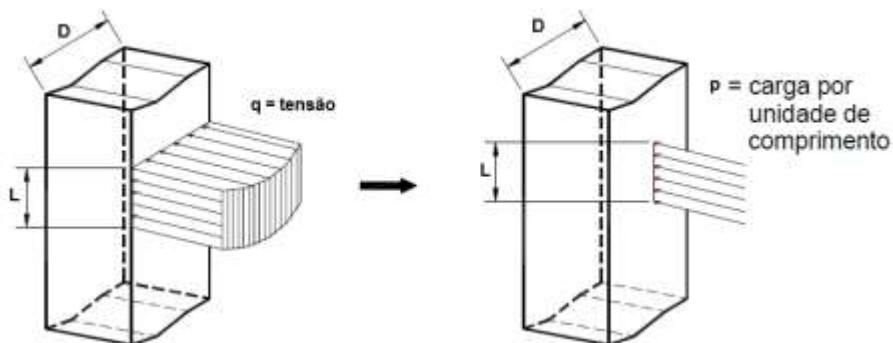


Figura 2.3 – Conversão de tensão em carga por unidade de comprimento (Alonso, 1989).

## 2.3 VARIAÇÃO DO MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL COM A PROFUNDIDADE

A análise do comportamento da estaca necessita de um entendimento sobre a variação do módulo de reação horizontal do solo ao longo da estaca. O módulo de reação horizontal do solo,  $K$ , pode ser constante ou variável com a profundidade, dependendo das características de deformação do solo.

Admite-se para as argilas sobreadensadas que o módulo de reação horizontal do solo é constante com a profundidade (Equação 2.4), pois o módulo de deformabilidade é praticamente independente da profundidade.

$$K_h = \frac{p}{y} = \text{constante} \quad (2.4)$$

Já para argilas normalmente adensadas e areias puras, o módulo de elasticidade cresce linearmente com a profundidade, e assim também  $K_h$ . A relação entre a reação do solo,  $p$ , e o deslocamento,  $y$ , é diretamente proporcional à profundidade,  $z$ .

$$K_h = \frac{p}{y} = n_h \cdot z \quad (2.5)$$

em que:

$n_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo [ $FL^{-3}$ ]. (esta notação é mais conveniente para areias ou argilas normalmente adensadas. Caso o solo seja uma argila pré-adensada, é conveniente utilizar a notação  $k_h$ , conforme Cintra, 1981).

Del Pino Júnior (2003) apresenta uma diferença conceitual básica entre o módulo de reação do solo e o módulo de deformabilidade. O módulo de deformabilidade é a relação entre tensão e deformação específica, enquanto que o módulo de reação do solo é definido pela relação entre a carga e o deslocamento.

Na literatura técnica, existem inúmeras funções que representam a variação do módulo de reação horizontal do Solo,  $K_h$ , com a profundidade  $z$ . Palmer e Thompson<sup>1</sup> (1948) (apud Cintra, 1981) apresentam a seguinte relação:

1 - Palmer, L.A.; Thompson, J.B. (1948). The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subject to Lateral Thrust. Procedures Second International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Rotterdam, vol.5, p.156-161.

$$K_h = K_L \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (2.6)$$

em que:

$K_L$  = valor de  $K_h$  na ponta da estaca ( $z=L$ );

$L$  = comprimento total enterrado da estaca;

$z$  = profundidade considerada;

$n$  = expoente empírico com sinal positivo.

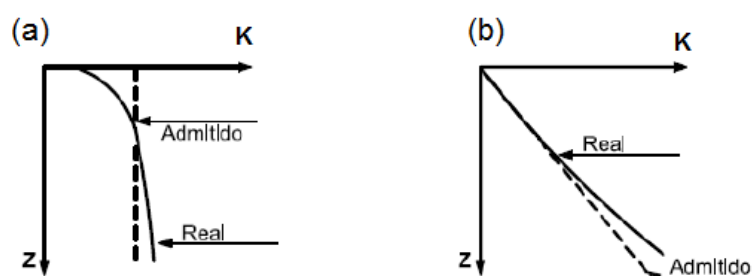
Os valores comumente adotados para  $n$  é de zero para argilas sobreadensadas e de 1 para argilas normalmente adensadas e areias puras. Davisson e Prakash<sup>2</sup> (1963) (apud Cintra, 1981) sugerem o valor de  $n=0,15$  para argilas sobreadensadas.

Davisson e Gill<sup>3</sup> (1963) (apud Cintra, 1981) afirmam que a hipótese de  $K$  constante com a profundidade para solos coesivos sobreadensados é improvável. Segundo os autores,  $K$  assume valores reduzidos próximos à superfície e à medida que se aumenta a profundidade,  $K$  aumenta sem chegar a ser constante. Para solos não coesivos e solos coesivos normalmente adensados, a variação de  $K$  próximo à superfície é linear, porém ao longo da profundidade esta relação deixa de ser linear. A Figura 2.4 apresenta a provável variação real dos dois casos descritos.

Matlock e Reese (1960), Davisson (1970) e Werner (1970) sugerem outras formas de variação do Módulo de Reação Horizontal do Solo em função da profundidade.

2 - Davisson, M.T.; Gill, H.L. (1963) Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System. Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.89, n°SM3, p.63-94.

3 - Davisson, M.T.; Prakash (1963) A Review of Soil Pile Behavior. Highway Research Record, n°39. Stresses in Soils and Layered Systems, National Research Council. Washington D.C., p. 25-48.



**Figura 2.4 – Variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade: (a) para solos coesivos (b) para solos não coesivos (Cintra, 1981).**

Na literatura técnica, propostas sofisticadas e complexas para prever a variação do módulo de reação horizontal do solo ao longo da profundidade não são justificáveis, devido aos erros dos cálculos serem baixos comparados com aqueles envolvidos na estimativa dos valores numéricos de K (Cintra, 1981). Segundo Cintra (1981), autores como Terzaghi (1955) e Matlock e Reese (1961) estão de pleno acordo com esta consideração, em que simples variações do valor do módulo de reação com a profundidade podem ser esperadas.

Outro ponto de concordância entre vários pesquisadores é a importância do valor do módulo de reação horizontal do solo próximo à superfície do terreno, pois os solos superficiais são os mais solicitados pelo carregamento lateral das estacas. Matlock e Reese (1960) afirmam que, para solo arenoso, a região correspondente à profundidade relativa  $\frac{z}{T}$  menor que 1 exerce uma grande influência no comportamento de estacas sob o carregamento lateral (T é a rigidez relativa estaca – solo ou comprimento característico, dada pela equação 2.16). Segundo vários métodos de análise do comportamento de estacas submetidas a solicitações laterais, os acréscimos de tensões horizontais pelo carregamento imposto praticamente desaparecem abaixo de 4 a 5 vezes o comprimento característico da estaca (Velloso e Lopes, 2010). Daí a importância de serem obtidos valores realísticos de  $K_h$  em profundidades próximas ao topo da estaca.

## 2.4 VALORES DE $n_h$ REPORTADOS NA LITERATURA

A principal dificuldade na aplicação prática dos modelos para prever o comportamento de estacas submetidas a carregamentos laterais é a estimativa do módulo de reação horizontal a partir do coeficiente de reação horizontal do solo. São listadas abaixo as formas de determinação de  $K_h$ :

- Prova de carga estática em placa;
- Correlações empíricas;
- Prova de carga estática lateral em estaca.

Poulos e Davis (1980) criticam a obtenção de  $K$  através de provas de carga em placa devido à extrapolação feita do comportamento de uma placa para o de uma estaca. Estes autores sugerem ainda que o método mais preciso seria realizar provas de carga com carregamento lateral em estaca instrumentada, nas quais as reações do solo e os deslocamentos ao longo da estaca seriam medidos diretamente no ensaio.

Décourt (1991) sugere as seguintes correlações entre o valor da resistência à penetração medida no ensaio SPT ( $N_{SPT}$ ) e o coeficiente de reação horizontal,  $n_h$ , para areias submersas e secas, respectivamente.

$$n_h = N \quad (\text{MN/m}^3) \quad (2.7)$$

$$n_h = 1,6.N \quad (\text{MN/m}^3) \quad (2.8)$$

Na Tabela 2.1, o autor sugere valores típicos do coeficiente de reação horizontal para areias.

**Tabela 2.1 - Valores do coeficiente de reação horizontal para areias (Décourt, 1991).**

Areia	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	
	Seca	Saturada
Fofa	2600	1500
Média	8000	5000
Compacta	20000	12500

Lopes et al. (1994) sugerem uma correlação típica para solo arenoso através do ensaio SPT:

$$n_h \cong \frac{2 \cdot N}{D} \quad (\text{MN/m}^3) \quad (2.9)$$

em que:

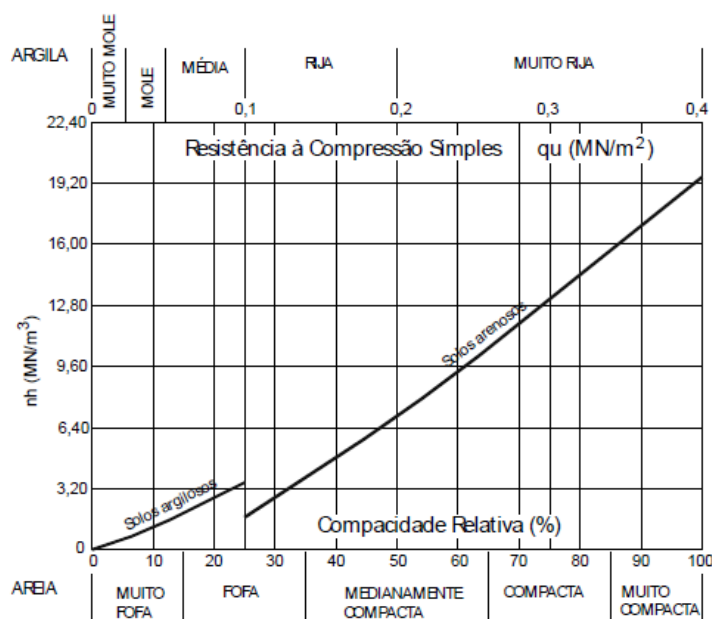
D = diâmetro da estaca

Para estacas de 30 cm de diâmetro assente em solo arenoso, Terzaghi (1955) apresenta os valores listados na Tabela 2.2 para estimativa do valor de  $n_h$  em kN/m<sup>3</sup>.

**Tabela 2.2 - Valores de  $n_h$  para areias em kN/m<sup>3</sup> (Terzaghi, 1955).**

Compacidade Relativa	Areia Seca ou Úmida	Areia Submersa
Fofa	2500	1500
Medianamente Compacta	7000	4500
Compacta	18000	11000

O ábaco da Figura 2.5 (U.S. Navy, 1962 apud Miguel, 1996), fornece valores de  $n_h$  para areias e argilas moles, em função da compacidade relativa da areia ou da resistência à compressão simples da argila.



**Figura 2.5 – Determinação de Coeficiente de Reação Horizontal do Solo (U.S. Navy, 1962 apud Miguel, 1996).**

Uma maneira de se avaliar o módulo de reação horizontal do solo para certo nível de mobilização de resistência é através da construção de curvas p-y dos resultados de provas de carga e, a partir delas, obter o módulo secante no nível de mobilização esperado ou em níveis de deslocamentos horizontais admissíveis.

Levando-se em conta valores de deslocamentos admissíveis em elementos de fundações, Miranda Júnior et al. (2008) adotaram como critério para obtenção de  $n_h$  deslocamentos admissíveis entre 4 e 8 mm. Estes foram os mesmos valores adotados por Cintra (1981). O intervalo entre 6 e 12 mm foi adotado por Miguel (1996), Albuquerque (1996), Menezes et al. (2004), Zammataro (2007) e Kassouf (2012). Alizadeh e Davisson (1970) adotaram um intervalo próximo de 6,35 a 12,70 mm. Por sua vez, Del Pino Junior et al. (2002) adotaram um intervalo de 4 a 10 mm e de 8 a 14 mm para condição do solo sem inundação e com inundação do terreno, respectivamente. Já Miguel (1996) e Almeida (2008) utilizaram os intervalos de 6 a 12 mm e 12 a 18 mm, para essas condições, ou seja, sem inundação e com inundação, respectivamente. Lemo et al. (2006) utilizaram valores de 1,5 a 3,5 mm. Alonso (1998), por sua vez, reporta valores de  $n_h$  correspondentes a deslocamentos da ordem de 10 a 15 mm.

O coeficiente de reação horizontal é extremamente sensível à deflexão sofrida pela estaca. Para pequenas deflexões, referentes ao trecho inicial da curva carga x deslocamento horizontal, os valores de  $n_h$  tornam-se altíssimos. Por conta disso, José de Lima (2001) convencionou adotar o coeficiente de reação horizontal médio a partir da estabilização da curva  $y_0 \times n_h$ , sendo  $y_0$  os deslocamentos horizontais medidos na superfície do terreno, de forma a não haver influência dos valores excessivamente altos.

Zammataro (2007) realizou provas de carga estática horizontal em estacas escavadas e em estacas hélice contínua, assentes em solo laterítico, colapsível. Todas as estacas tinham comprimento igual a 12 m e diâmetro igual a 400 mm. Os ensaios foram conduzidos no Campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI), pertencente à Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Foram adotados os intervalos de deslocamentos horizontais de 6,00 a 12,00 mm, proposto por Miguel (1996). Os valores médios dos coeficientes de reação horizontal,  $n_h$ , obtidos para as estacas escavadas e hélice contínua foram, respectivamente, iguais a 12200 e 12500 kN/m<sup>3</sup>. Estes valores foram comparados com os coeficientes de reação horizontal estimados por correlações oriundas da sondagem SPT, os quais foram em média 80% menores que os valores obtidos experimentalmente.

Kassouf (2012) obteve valores de  $n_h$  no mesmo Campo Experimental que Zammataro (2007). Foram executadas provas de carga horizontal em tubulões a céu aberto com base alargada. A largura do fuste era de 0,8 m, e a base alargada possuía diâmetro de 1,6 m e o comprimento era igual a 9 m. Os ensaios foram feitos em situações onde o solo se encontrava com umidade natural e também com inundação prévia. Além das medidas de deslocamentos horizontais no topo do tubulão, através das leituras dos relógios comparadores, foram feitas medidas de deslocamentos horizontais ao longo da profundidade através de inclinômetro. Para a determinação de  $n_h$  no topo da estaca, foram adotados deslocamentos admissíveis entre 6,0 e 12,0 mm. O valor médio encontrado de  $n_h$ , sem inundação prévia do solo, foi igual a 12000 kN/m<sup>3</sup>. Os valores de  $n_h$  para a condição inundada do solo foram em média 50% menores que os do solo natural.

Alonso (1986) executou provas de carga horizontal em uma camada superficial de areia fofa e obteve os seguintes valores de  $n_h$  para estacas escavadas e Franki conforme mostrado na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3 – Valores de  $n_h$  para estacas escavadas e franki (Alonso, 1986).**

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>Diâmetro (m)</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b><math>n_h</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Estaca Escavada	1,00	9,00	6760
	1,00	13,30	45680
	1,80	25,00	258100
Estaca Franki	0,60	7,20	98780
	0,60	7,70	75820

Miguel e Cintra (1996), a partir de ensaios de Prova de Carga Estática em estacas raiz assentes em solo colapsível no campo experimental da USP/ São Carlos, obtiveram valores de Coeficiente de Reação Horizontal do Solo,  $n_h$ , para faixa de deslocamentos laterais admissíveis entre 6 a 12 mm, para o solo não inundado, e de 12 a 18 mm, para solo inundado. Fixados os intervalos dos deslocamentos, determinou-se o valor médio para  $n_h$  para cada estaca nas condições de inundação e sem inundação. Para as estacas que sofreram um pré-ensaio foram obtidos os valores de  $n_h$  iguais a 8000 e 1600 kN/m<sup>3</sup>, para os casos sem inundação e com inundação, respectivamente. Para a estaca que não sofreu um pré-ensaio, com inundação prévia do solo antes do ensaio, no teor de umidade natural, o valor de  $n_h$  foi de 1900 kN/m<sup>3</sup>. Houve redução média de aproximadamente 80% no valor de  $n_h$  quando o solo é inundado.

Valores de  $n_h$  para estacas apiloadas, escavadas, Strauss e raiz são apresentadas na Tabela 2.4 (Miguel, 1996).

Alonso (1998) realizou uma prova de carga horizontal em estaca hélice contínua de 0,5 m de diâmetro e 17 m de comprimento, em solo predominantemente silto - arenoso na cidade de Curitiba/PR. Para deslocamentos admissíveis no intervalo de 10 a 15 mm, foram obtidos valores de  $n_h$  variando de 10000 a 13000 kN/m<sup>3</sup>.

**Tabela 2.4 – Valores de  $n_h$  obtidos para estacas apiloadas, escavadas, strauss e raiz (Miguel, 1996).**

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>Condição de Inundação</b>	<b>Pré-ensaio</b>	<b>Diâmetro (m)</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b><math>n_h</math> médio por estaca (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Apiloadas	Não	Sim	0,20	6,0	300
Apiloadas	Sim	Sim			160
Escavadas	Não	Sim	0,25	6,0	650
Escavadas	Sim	Sim			200
Strauss	Não	Sim	0,28	10,0	7500
Strauss	Sim	Sim			4500
Raiz	Não	Sim	0,25	16,0	8000
Raiz	Sim	Sim			4000
Strauss	Sim	Não	0,28	10,0	5000
Raiz	Sim	Não	0,25	16,0	12500

Cintra (1981) obteve um valor médio para  $n_h$  de 85000 kN/m<sup>3</sup> para uma areia siltosa, para estacas Franki, com diâmetros de 0,40 a 0,52 m e comprimentos variando de 4,60 a 7,80, e para estacas escavadas de diâmetro igual a 0,70 m e comprimento igual a 11,20 m.

Fanton (1982) ensaiou estacas metálicas de perfil H de 305 mm de mesa e comprimento de 36 m. O autor encontrou valores médios de  $n_h$  para areia fofa saturada e na condição natural de 1280 e 2240 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente.

Del Pino Júnior (2003) obteve  $n_h$  médio de 8000 kN/m<sup>3</sup> para estacas escavadas a trado mecânico, com 10 m de comprimento e 320 mm de diâmetro assentes em solo areno argiloso no Campo Experimental de Fundações da UNESP Ilha Solteira /SP. A faixa de deslocamentos horizontais adotada para determinar o  $n_h$  foi de 7,0 a 12,0 mm.

Miranda Júnior et al. (2008) apresentaram valores de  $n_h$  obtidos em solo superficial de origem diabásio e coluvionar característicos da região de Campinas/SP. Foram feitas provas de carga estática em estacas ômega de 370 mm

de diâmetro e 12,0 m de comprimento, com o solo superficial em quatro situações distintas (solo natural, solo inundado, solo melhorado com cimento e compactado, solo melhorado com cimento e compactado com inundação). Foi adotada a faixa de 6,0 a 12,0 mm de deslocamentos horizontais admissíveis para definir um valor médio de  $n_h$ . Os valores encontrados são relacionados na Tabela 2.5.

**Tabela 2.5 – Valores de  $n_h$  para estacas ômega em  $\text{kN/m}^3$  (Miranda Júnior et al., 2008)**

Estacas	Solo natural	Solo natural pré-inundado	Solo-cimento	Solo-cimento pré-inundado
Ômega 1	41660	-	62500	13620
Ômega 2	63190	-	161350	16240
Ômega 3	83140	1920	228780	-
Média	62660	-	150880	14930

Para os mesmos deslocamentos horizontais admissíveis utilizados por Miranda Júnior et al. (2008), Miranda Júnior (2006) encontrou valores de  $n_h$  para diferentes tipos de estacas através de Provas de Carga Horizontal realizadas no Campo Experimental da Feagri/Unicamp para condição de umidade natural e inundação do solo. Na Tabela 2.6 encontram-se os valores de  $n_h$  apenas para a condição de umidade natural do solo.

Menezes et al. (2004) executaram provas de carga horizontal em solos arenosos porosos coluvionares colapsíveis na região Centro Oeste do Brasil. Os ensaios foram realizados em estacas cravadas de concreto. O valor médio de  $n_h$  encontrado foi de  $1313 \text{ kN/m}^3$  para deslocamentos horizontais na faixa de 6,0 a 12,0 mm.

Lemo et al. (2006) ensaiaram lateralmente estacas do tipo broca, de 10 m de comprimento e diâmetro de 0,30 m, em areia argilosa, na Cidade de Ilha Solteira/SP. Foi obtido um valor médio de  $n_h$  igual a  $50000 \text{ kN/m}^3$ , para a faixa de deslocamentos horizontais entre 1,5 a 3,5 mm.

**Tabela 2.6 – Valores de  $n_h$  para estacas hélice contínua, escavada, ômega , raiz, e pré-moldada (Miranda Júnior, 2006).**

Estaca	Comprimento (m)	Diâmetro (m)	$n_h$ (MN/m <sup>3</sup> )
Hélice contínua	12	0,4	9,86
Escavada	12	0,4	11,55
Ômega	12	0,4	43,13
Raiz	12	0,4	25,42
Pré-moldada	12	0,18	11,90

Albuquerque et al. (2004) realizaram provas de carga horizontal em estacas escavadas e hélice contínua de 0,4 m de diâmetro e 12 m de profundidade, em solo de diabásio. A média de  $n_h$  para as estacas escavadas foi de 11800 kN/m<sup>3</sup> e, para as estacas hélice contínua, foi de 10300 kN/m<sup>3</sup>, para deslocamentos horizontais de 6,0 a 12,0 mm. Estes valores foram bem próximos ao valor de 11900 kN/m<sup>3</sup> obtido para uma estaca pré-moldada ensaiada no mesmo campo experimental (Carvalho et al., 1996).

## **2.5 EQUACIONAMENTO DO PROBLEMA DA ESTACA CARREGADA HORIZONTALMENTE**

O tratamento teórico para determinar a equação diferencial de estacas carregadas horizontalmente, parte do princípio de que o comportamento do sistema solo – elemento estrutural de fundação é parecido com o de uma viga sob apoio elástico.

A Figura 2.6 apresenta um esquema de uma estaca carregada lateralmente, coincidindo-se o eixo da viga com o eixo z, considerando que os deslocamentos

horizontais são dados por  $y$  e  $EI$  representando a rigidez à flexão da estaca. A rotação ( $S$ ), o momento fletor ( $M$ ) e o esforço cortante ( $Q$ ) de uma seção qualquer são dados pelas Equações 2.10, 2.11 e 2.12, respectivamente.

$$S = \frac{dy}{dz} \quad (2.10)$$

$$M = \frac{d^2y}{dz^2} EI \quad (2.11)$$

$$Q = \frac{d^3y}{dz^3} EI \quad (2.12)$$

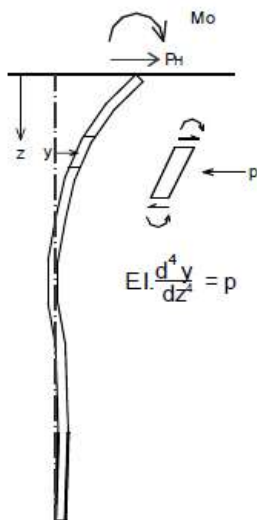


Figura 2.6 – Estaca carregada lateralmente (Cintra, 1982).

Portanto, a reação do solo imposta sobre a viga, por unidade de comprimento é dada pela Equação 2.13:

$$p = \frac{d^4y}{dz^4} EI \quad (2.13)$$

Integra-se sucessivas vezes a equação diferencial (2.13) obtendo-se, em qualquer seção, o esforço cortante, o momento fletor, a rotação e o deslocamento horizontal.

Dentre as variáveis que são funções da reação do solo, estão as propriedades da estaca, as propriedades reológicas do solo, o nível de deslocamento da estaca, o tipo de carregamento aplicado, a profundidade do ponto analisado, dentre outras. A resolução desse equacionamento torna-se complexa, devido à quantidade de variáveis. Mediante tal dificuldade, utiliza-se a Hipótese de Winkler, que considera a reação do solo proporcional ao deslocamento horizontal (Equação 2.2). Apesar da reação do solo não ser uma função linear (nem constante) do deslocamento horizontal da estaca, a hipótese é comumente utilizada, por conveniência, considerando-se o módulo de reação horizontal,  $K$ , como sendo a inclinação de uma reta secante, passando pela origem e por algum ponto da curva (Figura 2.7).

A relação pode ser expressa também pelo módulo tangente, para reações do solo inferiores a um terço da metade da capacidade de carga horizontal. No entanto, para reações maiores, o módulo secante é o mais indicado (Cintra, 1981).

A equação diferencial do problema incorporando-se a Hipótese de Winkler nas Equações 2.10 a 2.13 é dada por:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_h y = 0 \quad (2.14)$$

em que:

$EI$  = rigidez flexional da estaca [ $FL^2$ ]

$y$  = deslocamento horizontal da estaca [L]

$K_h$ : módulo de reação horizontal do solo [ $FL^{-2}$ ].

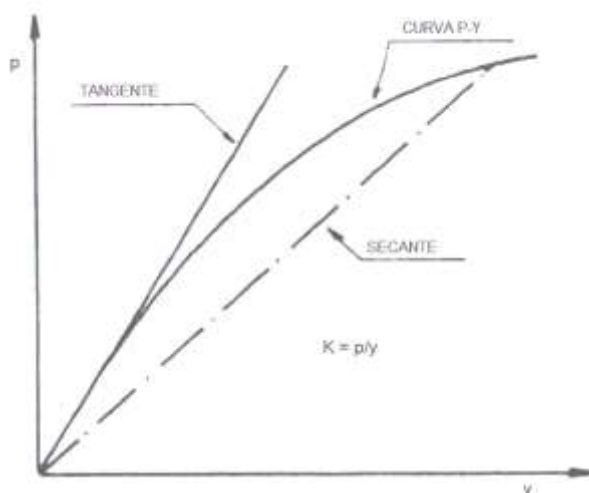


Figura 2.7 – Reação do Solo versus Deslocamento: determinação do Módulo Tangente e Módulo Secante (Cintra, 1981).

## 2.6 DEFINIÇÃO DA RIGIDEZ RELATIVA ESTACA – SOLO (OU COMPRIMENTO CARACTERÍSTICO)

Na solução da Equação 2.14 são utilizados parâmetros do solo e da estaca, expressando uma relação entre a rigidez do solo e a flexão da estaca. Portanto, define-se um fator de rigidez relativa estaca – solo, o qual depende do módulo de reação horizontal. Para  $K_h$  constante com a profundidade, tem-se:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_h}} \quad (\text{argila pré-adensada}) \quad (2.15)$$

em que:

$R$  = fator de rigidez estaca – solo ou comprimento característico [L]

$EI$  = rigidez flexional da estaca [ $FL^2$ ]

$K_h$  = módulo de reação horizontal do solo [ $FL^{-2}$ ].

Para  $K_h$  variando linearmente com a profundidade, tem-se:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad \left( \begin{array}{l} \text{solos granulares e argilas} \\ \text{normalmente adensadas} \end{array} \right) \quad (2.16)$$

em que:

$T$  = fator de rigidez estaca – solo ou comprimento característico [L]

$EI$  = rigidez flexional da estaca [ $FL^2$ ]

$n_h$  = coeficiente de reação horizontal do solo [ $FL^{-3}$ ]

As estacas são classificadas como rígidas (curtas), ou flexíveis (longas) em função do comprimento adimensional  $L/T$  ou  $L/R$ . Como a rigidez influencia o comportamento da estaca, esta classificação é imprescindível para se verificar o mecanismo de ruptura de estacas carregadas lateralmente.

Uma classificação para as estacas submetidas a carregamentos laterais em função de sua rigidez é mostrada na Tabela 2.7 (Davisson, 1970; Matlock e Reese, 1960):

**Tabela 2.7 – Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez estaca – solo (Davisson, 1970)**

Classificação	Condição
Flexível	$L/T \geq 4$ ou $L/R \geq 4$
Intermediária	$2 < L/T < 4$ ou $2 < L/R < 4$
Rígida	$L/T \leq 2$ ou $L/R \leq 2$

## **2.7 PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE**

Serão vistos neste item os principais métodos baseados no coeficiente de reação horizontal para análise do comportamento (deslocamentos, rotações e esforços) de estacas submetidas a cargas horizontais e momento fletor, apenas em solo arenoso, devido ser a proposta deste trabalho. Todos os modelos são baseados no conceito do módulo de reação horizontal do solo, e apresentam limitações principalmente devido a se considerar uma relação linear entre a reação do solo e o deslocamento horizontal correspondente. Outras limitações difíceis de serem superadas e que interferem no comportamento de estacas solicitadas com este tipo de carregamento dizem respeito à estratificação do solo, ao tempo de aplicação de carga, à intensidade e à variação do carregamento.

Apesar das deficiências teóricas, Costa Velloso (1977) afirma que os métodos têm fornecido resultados confiáveis na prática corrente para o problema de estacas carregadas lateralmente.

### **2.7.1 Critério de Broms para Previsão do Deslocamento Horizontal**

Broms (1964b) aborda o problema de estacas carregadas horizontalmente em solos com e sem coesão. O deslocamento horizontal é calculado assumindo que  $K_h$  aumenta linearmente com a profundidade.

A previsão dos deslocamentos horizontais pela teoria de Broms é baseada na análise de ruptura estaca – solo, o que tem gerado resultados estimados muito acima dos reais (Almeida, 2008).

O comprimento adimensional é proposto como  $\eta L$ , onde  $\eta$  é definido pela Equação 2.17:

$$\eta = \left( \frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} = \frac{1}{T} \quad (2.17)$$

em que:

$\eta$ : fator de rigidez relativa entre o solo e a estaca [ $L^{-1}$ ]

E: módulo de elasticidade da estaca [ $FL^{-2}$ ]

I: momento de inércia da estaca [ $L^4$ ]

$n_h$ : coeficiente de reação horizontal do solo [ $FL^{-3}$ ]

T: fator de rigidez estaca – solo ou comprimento característico [L]

Na Tabela 2.8 são apresentadas as equações para cálculo dos deslocamentos horizontais do topo livre e engastado de estacas rígidas e flexíveis assentadas em solo não coesivo:

**Tabela 2.8 – Cálculo dos Deslocamentos Horizontais no topo da estaca para solo não coesivo (Broms, 1964b).**

Estaca	Condição	Deslocamento ( $y_0$ )
Rígida	Livre ( $\eta \cdot L < 2,0$ )	$\frac{18 \cdot H_0 \cdot \left( 1 + 1,33 \cdot \frac{e}{L} \right)}{n_h \cdot L^2}$
	Engastada ( $\eta \cdot L < 2,0$ )	$\frac{2 \cdot H_0}{n_h \cdot L^2}$
Flexível	Livre ( $\eta \cdot L > 4,0$ )	$\frac{2,4 \cdot H_0}{n_h^{3/5} \cdot (EI)^{2/5}}$
	Engastada ( $\eta \cdot L > 4,0$ )	$\frac{0,93 \cdot H_0}{n_h^{3/5} \cdot (EI)^{2/5}}$

em que:

$e$  = excentricidade da carga aplicada;

$H_0$  = carga horizontal aplicada no topo da estaca, na superfície do terreno.

### 2.7.2 Método de Miche

De acordo com Velloso e Lopes (2010) o primeiro autor a adotar o tratamento teórico de uma viga sobre base elástica, levando-se em conta a deformabilidade da estaca, para resolver, analiticamente, o problema em solo com  $K_h$  crescendo linearmente com a profundidade, foi Miche (1930), integrando a Equação 2.14.

Além da relação entre o coeficiente de reação horizontal e a profundidade, o método foi desenvolvido para estacas longas e curtas carregadas no topo por uma força horizontal ( $H$ ).

A partir das integrações da Equação 2.14, foram obtidas as seguintes equações:

- Deslocamento horizontal na superfície do terreno:

$$y_0 = 2,40 \cdot \left( \frac{HT^3}{EI} \right) \quad (2.18)$$

- Momento fletor máximo (Figura 2.8):

$$M_{\text{máx.}} = 0,79 \cdot H \cdot T \quad (\text{estaca flexível, } L/T \geq 4) \quad (2.19)$$

$$M_{\text{máx.}} = 0,25 \cdot H \cdot T \quad (\text{estaca rígida, } L/T < 1,5) \quad (2.20)$$

O  $M_{\text{máx.}}$  ocorre a uma profundidade  $1,32T$ .

- Tangente ao diagrama de reação do solo:

$$tg\beta = 2,40 \cdot \frac{H}{DT^2} \quad (2.21)$$

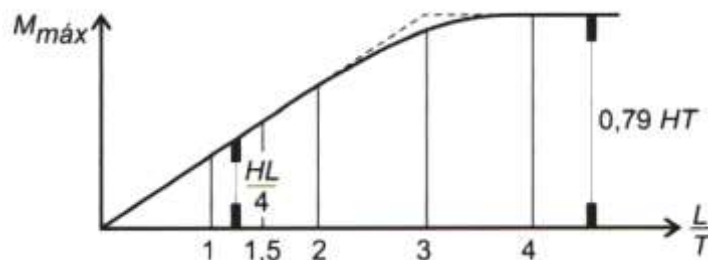
em que:

D: diâmetro ou lado da estaca.

Para que os valores determinados para a estaca sejam aceitáveis, o autor recomenda que  $\beta$  não seja superior a  $250 \text{ kN/m}^3$  para areia limpa saturada.

Os momentos fletores e esforços cortantes, a uma profundidade a partir de aproximadamente  $4T$ , podem ser desprezados, pois são muito pequenos.

Caso o comprimento da estaca esteja entre  $1,5T$  e  $4T$ , o momento fletor máximo pode ser calculado, com boa aproximação, a partir da Figura 2.8:



**Figura 2.8 – Momento Fletor máximo pelo método de Miche (Velloso e Lopes, 2010).**

Kassouf (2012) comparou os resultados obtidos de deslocamento horizontal no topo da estaca por Miche (1930) e os deslocamentos horizontais medidos em provas de carga horizontal instrumentadas com inclinômetro em Tubulões. O deslocamento horizontal obtido pelo método proposto por Miche foi de  $8,01 \text{ mm}$  enquanto que para a prova de carga foi obtido um valor médio de  $9,00 \text{ mm}$ . O autor concluiu que, desde que se utilize o coeficiente de reação horizontal do solo

adequadamente, o Método de Miche é apropriado para a previsão de deslocamento horizontal no topo de tubulões assentes em solos de diabásio.

### 2.7.3 Método de Matlock e Reese

Para uma estaca submetida, no topo, a uma força horizontal e a um momento, Matlock e Reese (1961) fornecem um método simples, através de coeficientes adimensionais, que calcula o deslocamento horizontal, o momento fletor, o esforço cortante, a rotação e a reação do solo para o caso do módulo de reação horizontal  $K$  variar linearmente com a profundidade, para estacas flexíveis ( $L/T > 4$ ).

A vantagem deste método está na possibilidade de se obter uma solução analítica para os deslocamentos ao longo da estaca, o que torna o processo de análise dos resultados de prova de carga lateral bastante simples (Barros et al, 2010). Por outro lado, o método ignora o possível comportamento não linear do sistema estaca – solo. A não linearidade é provocada pelo eventual descolamento do solo ao longo da porção superior da estaca e, principalmente, pelo comportamento tensão – deformação não linear do solo.

Neste método, o deslocamento  $y$  é dependente dos seguintes parâmetros:

$$y=f(z, T, L, K_h, EI, H, M)$$

em que:

$z$  = profundidade de uma seção qualquer da estaca [L]

$T$  = fator de rigidez relativa estaca – solo para solos não coesivos [L]

$L$  = comprimento da estaca [L]

$EI$  = rigidez flexional da estaca [FL<sup>2</sup>]

$H$  = força horizontal aplicada no topo da estaca [F]

$M$  = momento fletor aplicado no topo da estaca [FL]

Os efeitos de  $H$  e  $M$  podem ser calculados separadamente aplicando-se o princípio da superposição (Figura 2.9). Para isso deve-se admitir que o comportamento da estaca seja elástico e que os deslocamentos são relativamente pequenos em relação ao diâmetro da estaca. Depois de calculados separadamente, os efeitos de  $H$  e  $M$  devem ser sobrepostos.

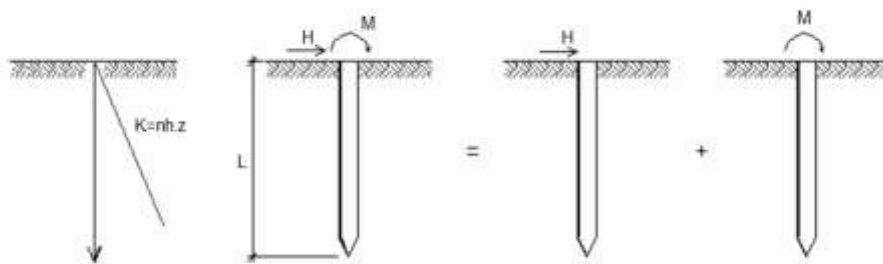


Figura 2.9 – Princípio da superposição no método de Matlock e Reese (1961) (Cintra, 1981).

Portanto, se  $y_H$  é o deslocamento horizontal devido a  $H$  e  $y_M$  é o deslocamento horizontal devido a  $M$ , o deslocamento total é a soma dos deslocamentos referentes à força horizontal,  $H$ , e ao momento,  $M$ .

$$y_t = y_H + y_M \quad (2.22)$$

Aplicando os princípios da análise dimensional, obtém-se a solução do deslocamento horizontal da estaca a uma profundidade  $z$ .

$$y = \frac{HT^3}{EI} \cdot C_H^y + \frac{M_0 \cdot T^2}{EI} \cdot C_M^y \quad (2.23)$$

em que:

$C_H^y$  e  $C_M^y$  = coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais na estaca devidos à aplicação da força lateral e do momento, respectivamente. Lembre-se que o fator de rigidez relativa (T) é dado por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Analogamente, são expressas as demais soluções para rotação (S), momento fletor (M) e esforço cortante na estaca (Q), além da reação do solo (P):

$$S = S_H + S_M = \frac{H.T^2}{EI} \cdot C_H^S + \frac{M_0.T}{EI} \cdot C_M^S \quad (2.24)$$

em que:

$C_H^S$  e  $C_M^S$ : coeficientes adimensionais para as rotações na estaca em virtude da aplicação da força lateral e do momento, respectivamente.

$$M = M_H + M_M = H.T \cdot C_H^M + M_0 \cdot C_M^M \quad (2.25)$$

em que:

$C_H^M$  e  $C_M^M$ : coeficientes adimensionais para os momentos fletores na estaca em virtude da aplicação da força lateral e do momento, respectivamente.

$$Q = Q_H + Q_M = H \cdot C_H^Q + \frac{M_0}{T} \cdot C_M^Q \quad (2.26)$$

em que:

$C_H^Q$  e  $C_M^Q$ : coeficientes adimensionais para os esforços cortantes na estaca em virtude da aplicação da força lateral e do momento, respectivamente.

$$P = P_H + P_M = \frac{H}{T} \cdot C_H^P + \frac{M_0}{T^2} \cdot C_M^P \quad (2.27)$$

em que:

$C_H^P$  e  $C_M^P$ : coeficientes adimensionais para a reação do solo na estaca devidos a aplicação da força lateral e do momento, respectivamente.

A Tabela 2.9 apresenta os coeficientes adimensionais, considerando uma estaca flexível e variação linear do coeficiente de reação horizontal do solo com a profundidade.

As Figuras 2.10 e 2.11 ilustram a convenção de sinais e os resultados completos para um perfil típico do problema.

**Tabela 2.9 – Coeficientes adimensionais (Matlock e Reese, 1961).**

Z=z/T	$C_H^y$	$C_H^s$	$C_H^M$	$C_H^Q$	$C_H^P$	$C_M^y$	$C_M^s$	$C_M^M$	$C_M^Q$	$C_M^P$
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,678	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,662	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,385	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,443	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,039	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

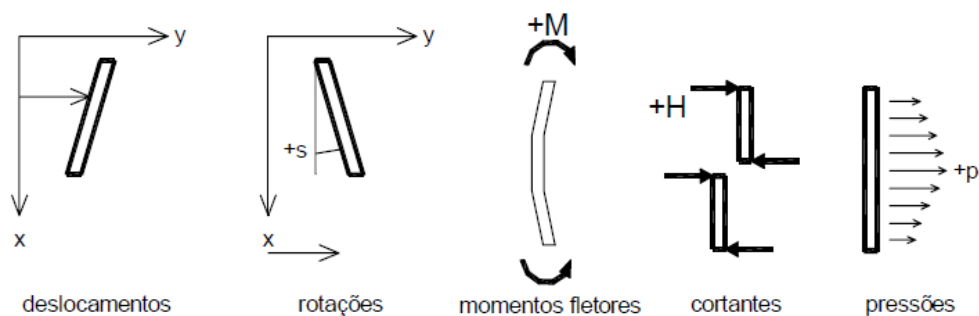


Figura 2.10 – Convenções de sinais para o método de Matlock e Reese (1961).

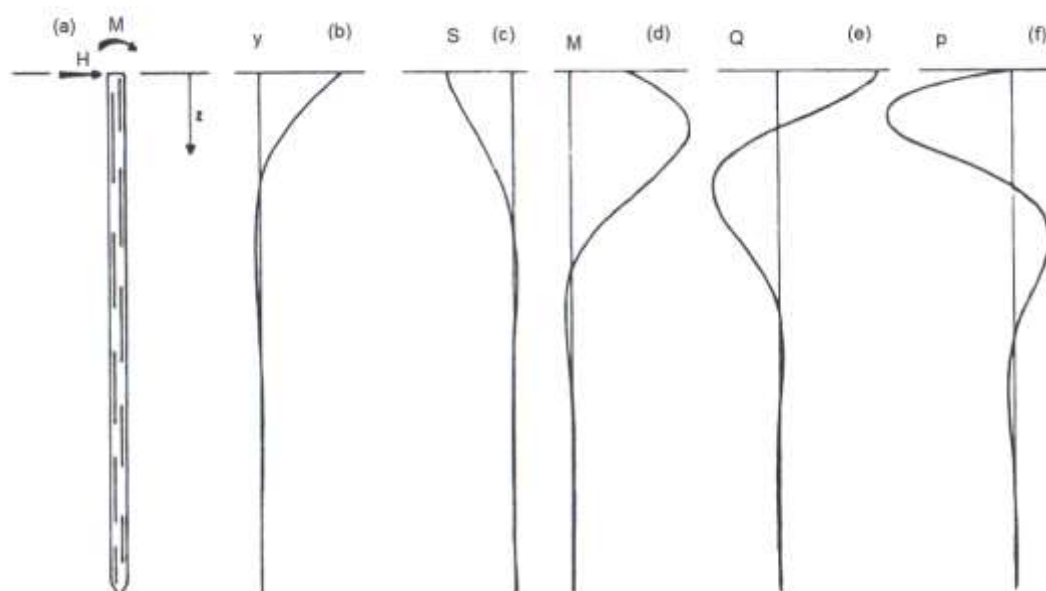


Figura 2.11 – Resultados do problema típico de estacas carregadas horizontalmente. (a) carregamento (b) deslocamento horizontal (c) rotação (d) momento fletor (e) esforço cortante (f) reação do solo (Matlock e Reese, 1961).

## 2.8 CONSIDERAÇÕES SOBRE O DESLOCAMENTO HORIZONTAL E O COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL EM PROVAS DE CARGA

Utilizando a expressão de Matlock e Reese (1961), Alizadeh e Davisson (1970) apresentaram uma relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo,  $n_h$ , e o deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo,  $y_0$ . Sabendo-se que

o coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal na estaca devido à força lateral é  $c_H^y = 2,435$ , tem-se a seguinte expressão para  $y_0$ :

$$y_0 = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{EI} \quad (2.28)$$

em que:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Substituindo o valor de T na Equação 2.28 e isolando o valor de  $n_h$ , tem-se:

$$n_h = \frac{4,42 \cdot (H)^{\frac{5}{3}}}{(y_0)^{\frac{5}{3}} \cdot (EI)^{\frac{2}{3}}} \quad (2.29)$$

A Equação 2.29 pode ser utilizada para a determinação  $n_h$  a partir de resultados de provas de carga em estacas submetidas a carregamento lateral, a partir dos valores de  $y_0$  e H. O comportamento típico de  $n_h$  com  $y_0$  é mostrado na Figura 2.12. Observa-se que  $n_h$  diminui significativamente com o aumento de  $y_0$ , tendendo à estabilização com a continuidade do deslocamento.

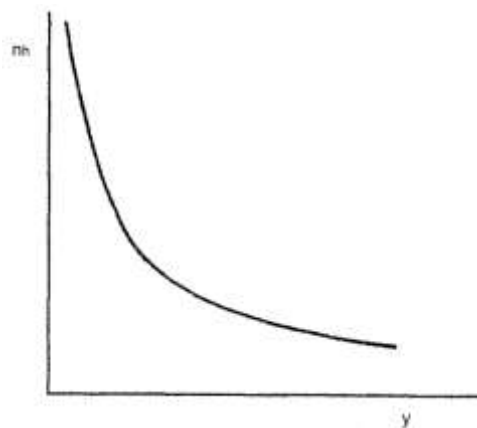


Figura 2.12 – Relação típica entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o deslocamento horizontal.

Na Equação 2.29, o deslocamento e a carga horizontal são obtidos junto à superfície do terreno. Neste enfoque, Cintra (1981) adequou o procedimento para a carga horizontal aplicada a uma distância vertical “e”, acima da superfície do terreno, no mesmo ponto onde seria realizada a leitura do deslocamento horizontal da estaca, dado por  $y_t$ . Cintra (1981) utilizou a proposta de Kocsis (1971), que afirma que o deslocamento horizontal final,  $y_t$ , é obtido por três parcelas de deslocamentos, dados pela Equação 2.30. Um esquema dos referidos deslocamentos horizontais é mostrado na Figura 2.13.

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 \quad (2.30)$$

$$y_1 = -S_0 \cdot e \quad (2.31)$$

$$y_2 = \frac{H \cdot e^3}{3 \cdot EI} \quad (2.32)$$

em que:

$y_1$  = parcela do deslocamento horizontal devida à rotação,  $S_0$ , na cabeça da estaca.

$y_2$  = parcela do deslocamento horizontal devido ao momento gerado pela excentricidade na aplicação do carregamento.

$S_0$  = rotação da estaca em relação a superfície do terreno. Os coeficientes adimensionais de superfície são dados por Matlock e Reese (1961).

$e$  = excentricidade na aplicação do carregamento horizontal.

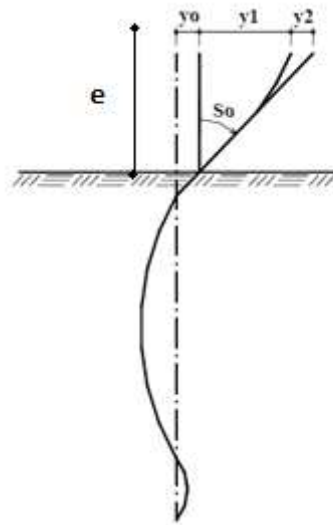


Figura 2.13 – Decomposição do deslocamento horizontal final,  $y_t$  (Kocsis, 1971).

No caso de atuação simultânea de carga horizontal e de momento, tem-se o equacionamento para o deslocamento horizontal à superfície,  $y_0$ , e a rotação à superfície,  $S_0$ , de Matlock e Reese (1961):

$$y_0 = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{EI} + 1,623 \cdot (H \cdot e) \cdot \frac{T^2}{EI} \quad (2.33)$$

$$S_0 = -1,623 \cdot H \cdot \frac{T^2}{EI} - 1,750 \cdot (H \cdot e) \cdot \frac{T}{EI} \quad (2.34)$$

De acordo com Cintra (1981), o valor de  $T$ , pode ser calculado por tentativas, obtendo-se, para cada estágio da prova de carga, um par de valores  $y_0$  e  $n_h$ .

A Equação 2.30 foi adaptada por Miguel (1996) para as situações em que as leituras do deslocamento horizontal são feitas a uma distância  $e'$  acima do ponto de aplicação do carregamento (Figura 2.14). É um caso comum quando se deseja, por exemplo, promover a inundação do solo por uma cava aberta à estaca. Nesta configuração  $y_0$  é o deslocamento horizontal da estaca ao nível do fundo da cava. As leituras do deslocamento horizontal são realizadas a uma distância vertical  $e'$  acima do ponto de aplicação do carregamento, resultando em mais uma parcela do deslocamento total  $y_t$ . Esta nova parcela, dada por  $y_3$ , é obtida derivando-se a

parcela,  $y_2$  conforme a Equação 2.35. O deslocamento horizontal total  $y_t$  é dado pela Equação 2.36.

$$y_3 = \frac{H.e^2.e'}{EI} \quad (2.35)$$

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (2.36)$$

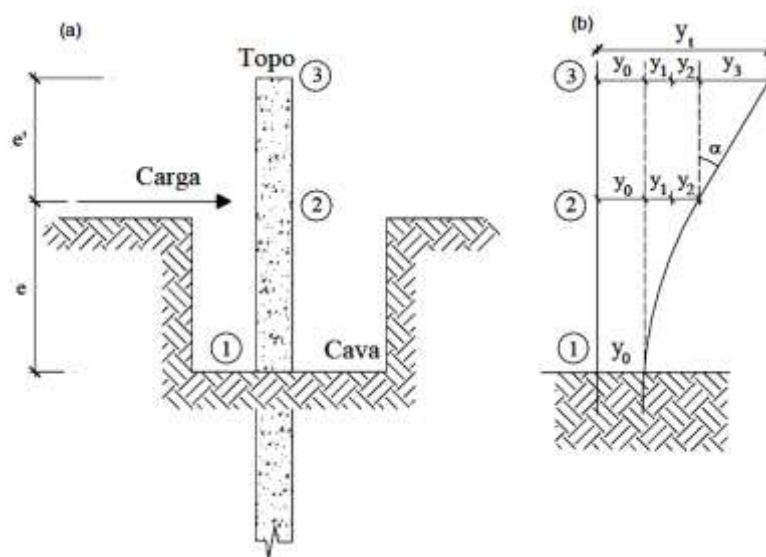


Figura 2.14 – Decomposição final do deslocamento horizontal,  $y_t$  (Almeida, 2008).

## 2.9 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

A capacidade de carga de estacas submetidas a solicitações laterais é estimada a partir das teorias de Rankine e Coulomb. Quando se aplica lateralmente um carregamento no topo de uma estaca, o solo presente na face posterior da

estaca, ou seja, no sentido contrário ao carregamento, sofre uma redução de tensão. Por outro lado, o solo situado na face anterior da estaca, ou seja, no sentido do carregamento, sofre um acréscimo de tensão. Nessa analogia, a redução de tensão, na face contrária ao sentido do carregamento da estaca, causa o surgimento de uma fenda. Ao contrário, com o aumento de tensão na face no sentido do carregamento, surge uma cunha de ruptura a qual se movimenta verticalmente. Este efeito de carregamento lateral em estacas é reproduzido na Figura 2.15.

Serão vistos, neste item, alguns dos principais métodos para a análise da capacidade de carga do sistema solo – estaca carregada lateralmente.

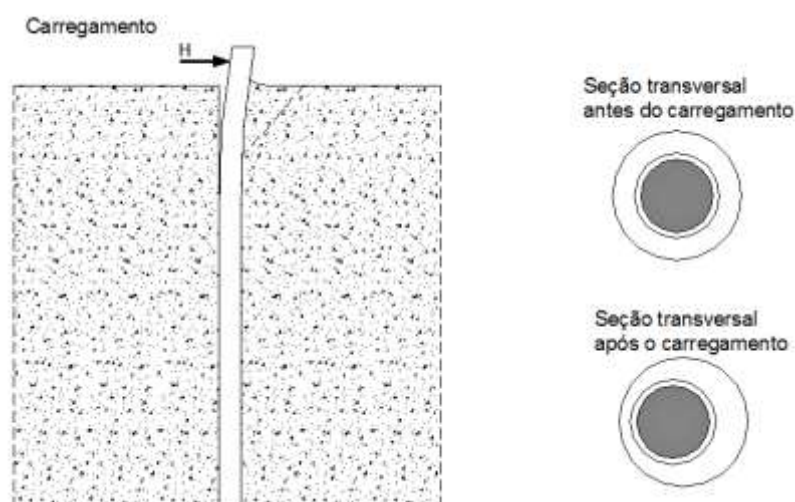


Figura 2.15 – Efeito do carregamento lateral em estacas (Sousa, 2006).

### 2.9.1 Método de Hansen

Hansen (1961) desenvolveu um método para calcular a capacidade de carga de estacas submetidas a carregamentos horizontais baseado na teoria do empuxo de terra. Este método é aplicável para estacas curtas assentes em solos coesivos ou não coesivos, em perfis homogêneos ou estratificados.

O carregamento horizontal,  $H$ , pode aumentar até se atingir a capacidade de carga,  $H_u$ . A reação do terreno alcança seu valor máximo correspondente ao empuxo passivo.

Del Pino Júnior (2003) apresentou uma sequência de cálculo para obter a capacidade de carga do problema:

- Inicialmente divide-se o trecho enterrado da estaca,  $L$ , em “ $n$ ” elementos, como mostra a Figura 2.16.

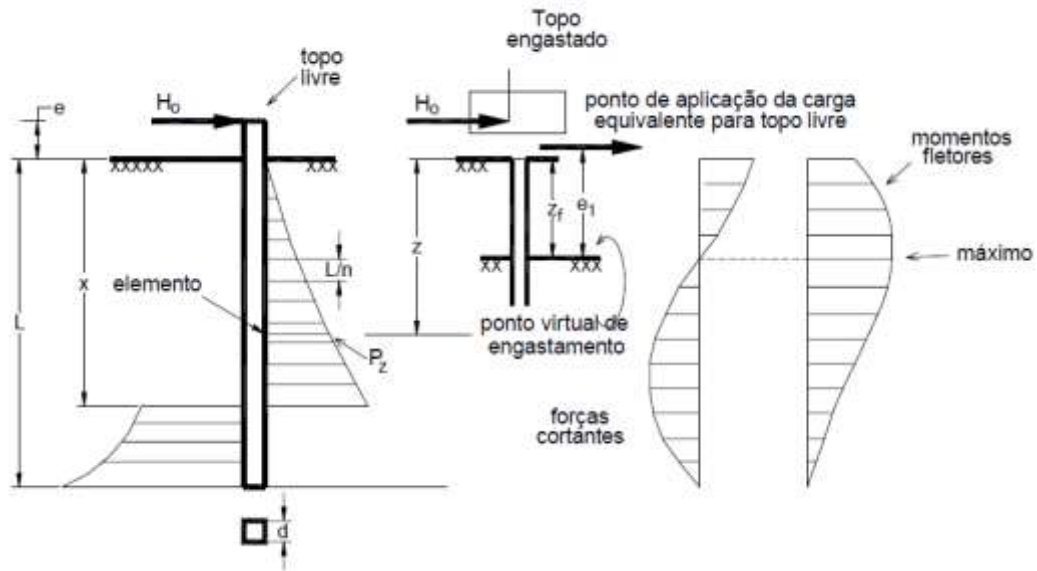


Figura 2.16 – Cálculo da capacidade de carga horizontal para estacas curtas pelo Método de Hansen (Del Pino Júnior, 2003).

- Calcula-se a resistência passiva total de cada elemento, na profundidade  $z$  abaixo da superfície do terreno, pelas Equações 2.37 e 2.38:

$$p_u = p_z \cdot D \cdot \left(\frac{L}{n}\right) \quad (2.37)$$

$$p_z = \sigma'_{vz} \cdot K_q + c \cdot K_c \quad (2.38)$$

em que:

$p_z$  = tensão horizontal ao longo do fuste da estaca;

$D$  = diâmetro ou lado da estaca;

$\sigma'_{vz}$  = tensão vertical efetiva na profundidade  $z$  abaixo da superfície;

$c$  = coesão do solo na profundidade  $z$ ;

$K_q$  e  $K_c$  = coeficientes de empuxo de terra que dependem da relação  $z/D$ , dada na Figura 2.17.

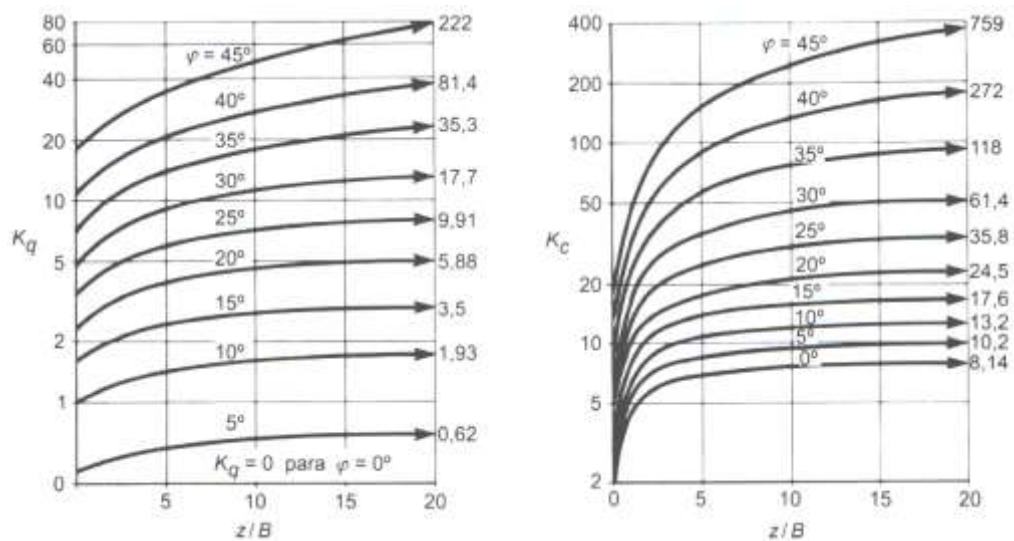


Figura 2.17 – Coeficientes  $K_q$  e  $K_c$  de Hansen (Velloso e Lopes, 2010).

- Escolhe-se a profundidade “ $x$ ” da seção de rotação da estaca;
- Calcula-se o somatório dos momentos de cada elemento em relação ao ponto de aplicação da carga horizontal pela Equação 2.39.

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_u \cdot (e + z) - \sum_{z=x}^{z=L} p_u \cdot (e + z) \quad (2.39)$$

O ponto  $x$  será o correto quando  $\sum M = 0$ , ou seja, quando as resistências passivas acima e abaixo do ponto de rotação escolhido,  $x$ , estiverem equilibradas. No caso da existência de momento fletor aplicado no topo da estaca, utiliza-se o artifício de aumentar a distância do ponto de aplicação da força horizontal, fazendo  $e=M/H$ .

- Determina-se a capacidade de carga lateral,  $H_u$ , pela Equação 2.40:

$$H_u \cdot (e + x) = \sum_0^x p_u \cdot (x - z) + \sum_x^{x+L} p_u \cdot (z - x) \quad (2.40)$$

A carga admissível é determinada pela Equação 2.41:

$$H_{adm} = \frac{H_u}{FS} \quad (2.41)$$

em que:

FS = Fator de segurança.

Velloso e Lopes (2010) recomendam a utilização de um fator de segurança de 2,5 para se determinar a carga admissível.

### 2.9.2 Método de Broms para Solos Não Coesivos

Broms (1964a, 1964b) apresentou, em dois trabalhos, os modelos para estimar a capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente em solos coesivos e não coesivos. Nesta dissertação será revisada apenas a situação de estacas assentes em solos não coesivos, com o topo livre, submetidos a solicitações horizontais. O método estabelece duas premissas:

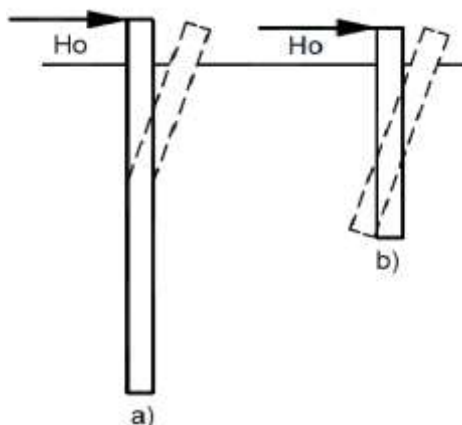
- Mesmo sob as piores condições encontradas, em hipótese alguma deve ocorrer a ruptura total da estrutura de suporte;
- Os deslocamentos horizontais, para as cargas de trabalho, não são danosos ao estaqueamento ou a superestrutura. Estes deslocamentos podem ser determinados pelos métodos apresentados no item 2.7.1, e as cargas de trabalho são da ordem de 1/2 a 1/3 da capacidade de carga da estaca.

Assim, Velloso e Lopes (2010) sugerem que em uma estrutura onde apenas pequenos deslocamentos horizontais são permitidos, o projeto levará em consideração apenas os deslocamentos horizontais sob as cargas de trabalho, ao passo que para as estruturas que podem suportar deslocamentos relativamente grandes, o projeto será definido pela capacidade de carga lateral das estacas.

O método proposto por Broms apresenta mecanismos típicos de ruptura em função do comprimento característico da estaca. Para estacas curtas, a ruptura se dá quando a tensão exercida no solo excede a capacidade de carga do mesmo, ou seja, quando a resistência do terreno for vencida (ocorrência da ruptura do solo). Para estacas longas, ocorre ruptura quando o momento transmitido para a estaca é maior que o momento crítico resistido pelo mesmo, ou seja, quando ocasiona a ruptura da seção transversal da estaca e ocasiona a formação de uma ou duas rótulas plásticas ao longo do seu comprimento.

Na Figura 2.18 são apresentados os mecanismos de ruptura das estacas de acordo com Broms (1964a, 1964b). Para as estacas longas com o topo livre (Figura 2.18 a), a ruptura ocorre na seção de momento fletor máximo, com a plastificação do material que a compõe. Há a formação de uma rótula plástica em certa profundidade.

Para as estacas curtas com o topo livre (Figura 2.18 b), ocorre a rotação da estaca em relação a alguma posição, em profundidade, com apenas a ruptura do solo.



**Figura 2.18 – Mecanismo de ruptura de estacas carregadas lateralmente com topo livre no método de Broms (1964 a,b) (a) estacas longas (b) estacas curtas.**

Almeida (2008) expôs de forma sintética, o modelo de ruptura para estacas curtas e longas. As estacas curtas, conforme já visto, possuem um mecanismo de ruptura que deriva exclusivamente da ruptura do solo ao redor da estaca, porém para estacas ditas longas, a ruptura pode ocorrer de duas maneiras:

- Por causa da força horizontal que origina a ruptura do solo acima da seção de momento fletor máximo. A resistência do solo ao redor da estaca é o principal parâmetro a determinar a capacidade de carga horizontal, até se atingir a plastificação;
- Devido à força horizontal que gera o momento fletor tal que plastifica o material da estaca. A capacidade de carga horizontal da estaca é governada pela rigidez da estaca.

Broms (1964a,b) sugeriu algumas considerações para o cálculo da capacidade de carga de estacas submetidas a solicitações laterais em solos arenosos:

- O empuxo ativo que provoca esforços na parte posterior da estaca é desprezado;
- A distribuição do empuxo passivo na parte frontal da estaca é considerada igual a três vezes o empuxo passivo baseado na formulação de Rankine;
- O peso específico do solo é admitido constante ao longo da profundidade da estaca;
- Os deslocamentos horizontais considerados são suficientes para mobilizar totalmente a resistência lateral do solo.

Portanto, a distribuição da capacidade de carga horizontal do solo ( $H_u$ ), segundo Broms, (1964 a, b) é igual a:

$$H_u = 3 \cdot \gamma \cdot z \cdot K_p \cdot D \quad (2.42)$$

em que:

$\gamma$  = peso específico do solo [ $FL^{-3}$ ]

$z$  = profundidade ao longo da estaca [L]

$K_p = \frac{(1+\text{sen}\varphi')}{(1-\text{sen}\varphi')}$  = coeficiente de empuxo passivo de Rankine (adimensional)

$\varphi'$  = ângulo de atrito interno do solo

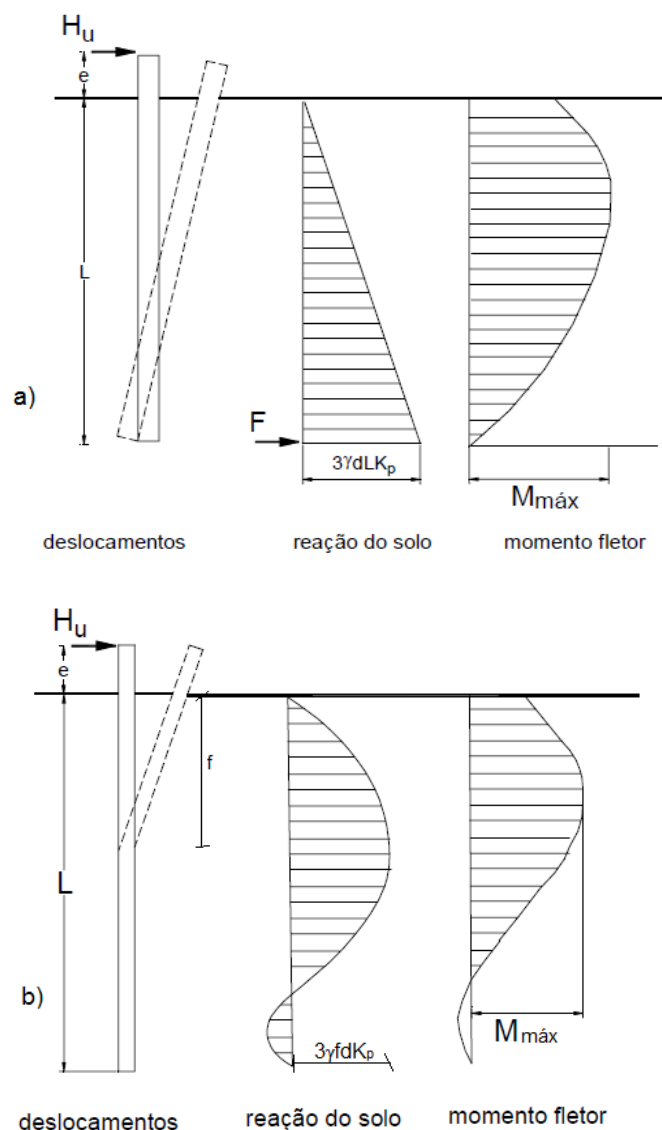
$D$  = diâmetro da estaca [L]

Fleming et al. (1992) recomendam as Equações 2.43 e 2.44 para obter a resistência horizontal do solo para estacas longas:

$$\text{Para } z \leq 1,5 \cdot D: \quad H_u = K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot D \quad (2.43)$$

$$\text{Para } z > 1,5 \cdot D: \quad H_u = K_p^2 \cdot \gamma \cdot z \cdot D \quad (2.44)$$

Na Figura 2.19 são apresentados o mecanismo de ruptura, os diagramas de reação do solo e os momentos fletores para estacas curtas e longas.



**Figura 2.19 – Mecanismos de ruptura, diagramas de reação do solo e momento fletor (a) para estacas curtas (b) para estacas longas (Broms, 1964b).**

Para se determinar a capacidade de carga para estacas curtas, o momento fletor máximo deve ser inferior ao momento de ruptura (ou plastificação) produzido em sua seção. A rotação ocorrente na estaca se desenvolve em uma seção nas proximidades na ponta da estaca, e as elevadas tensões que são geradas abaixo dessa seção são substituídas por uma carga concentrada na ponta da estaca. Fazendo-se o somatório dos momentos em relação à ponta da estaca, obtém-se a Equação 2.45:

$$H_u = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot L^3 \cdot K_p}{e + L} \quad (2.45)$$

em que:

e: excentricidade na aplicação do carregamento horizontal

Para estacas longas, a ruptura da estaca ocorre quando uma rótula plástica se forma no ponto de localização do momento fletor máximo na seção da estaca a uma distância  $f$  da superfície do terreno (Figura 2.19b). O momento fletor máximo e a distância  $f$  são dados pelas Equações 2.46 e 2.47, respectivamente.

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \cdot \left( e + \frac{2}{3} \cdot f \right) \quad (2.46)$$

$$f = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{D \cdot K_p \cdot \gamma}} \quad (2.47)$$

Para estacas longas, a carga de ruptura do sistema solo – estaca é dada por:

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{\gamma D K_p}}} \quad (2.48)$$

em que:

$M_u$  = momento de ruptura

Caso  $M_{m\acute{a}x}$  seja maior que o momento produzido pela carga horizontal,  $H_u$ , dado por  $M_y$ , a estaca é considerada longa. Portanto, deve-se considerar  $M_{m\acute{a}x} = M_y$  e pode-se determinar o valor de  $H_u$  como o menor dos valores correspondentes das Equações 2.45 e 2.46.

Zammataro (2007) obteve valores de capacidade de carga teórica utilizando a modelagem proposta por Broms (1964a, 1964b) e comparou com alguns métodos de determinação de carga de ruptura por extrapolação de curvas carga – deslocamento de provas de carga horizontal. Foram utilizados os métodos mais comumente abordados na literatura técnica, dentre eles os de Van Der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972), ruptura convencional para um deslocamento de 25 mm, Décourt (1996) e NBR 6122/10. O autor menciona que estes métodos foram desenvolvidos para a estimativa da carga de ruptura em estacas submetidas exclusivamente a compressão axial. Porém, como não existem métodos para extrapolação da curva carga – deslocamento em provas de carga horizontal, há a necessidade de investigar a aplicação dos mesmos para o caso de provas de carga horizontal.

A utilização dos métodos resultou em enorme dispersão de valores de carga de ruptura. A maioria dos métodos apresentou grande imprecisão quando aplicados a estacas que apresentam pequenos deslocamentos, gerando valores superestimados de carga de ruptura.

O Método da NBR 6122/10 mostrou ser bem mais conservador que os demais. O autor sugere que, na carência de métodos específicos para o problema de carregamento horizontal em estacas, este método pode representar uma estimativa segura de carga admissível devido ao conservadorismo. O autor sugere também a realização de maiores análises, para variados tipos de estacas, devido à grande discrepância nos resultados obtidos em sua pesquisa nos métodos de extrapolação da curva carga – deslocamento horizontal.

Os valores de capacidade de carga obtidos pelo método de Broms (1964) foram bastante elevados em comparação com os valores experimentais. A diferença percentual ultrapassou 1.000% para todas as estacas ensaiadas (escavadas e hélice contínua). É necessário um melhoramento na modelagem proposta pelo método de Broms (1964), através de considerações sobre as propriedades do elemento estrutural, como o módulo de deformabilidade, armações, tirantes, etc. O autor recomenda que seja realizado um estudo comparativo mais adequado através da instrumentação das estacas ao longo da profundidade, possibilitando a medição dos esforços solicitantes por toda a extensão do elemento com maior precisão,

viabilizando uma análise mais detalhada da variação de rigidez da estaca no decorrer do ensaio.

Em provas de carga em protótipos realizadas por Tonin (1977) e Costa e Meireles (1984) com modelos construídos em areia, os resultados da aplicação do método de Broms (1964) foram bem mais próximos aos experimentais. No ensaio de Costa e Meireles (1984), a capacidade de carga determinada pelo modelo de Broms foi 70% superior à observada na prova de carga, e nos ensaios de Tonin (1977), os resultados são 8 a 26% inferiores aos medidos na prova de carga, resultados estes a favor da segurança.

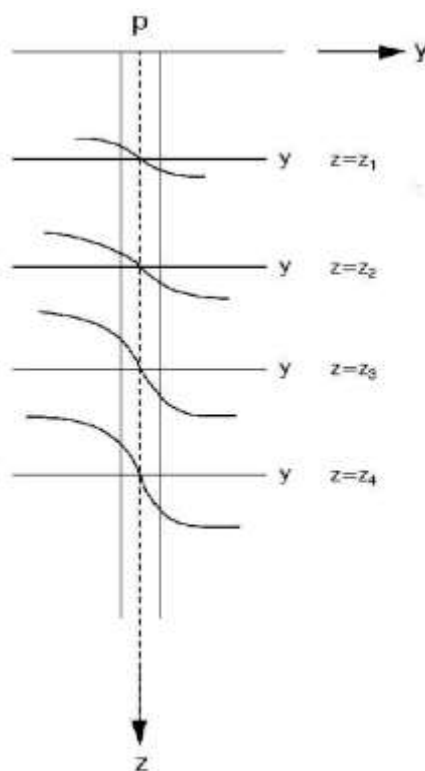
## **2.10 ANÁLISE NÃO LINEAR ATRAVÉS DAS CURVAS p-y**

Segundo José de Lima (2001), um problema de carregamento lateral em estacas pode ser considerado linear apenas para baixos níveis de carga e, conseqüentemente, para pequenos deslocamentos horizontais. Reese et al. (1974) afirma que o problema envolve a interação entre o solo e a estrutura, e sua solução requer o uso de técnicas iterativas, pois a resposta do sistema solo - estaca é não linear.

A tendência atual para projetos de estacas carregadas lateralmente é que sejam utilizadas curvas denominadas p-y, as quais descrevem a relação não linear entre a resistência do solo atuando contra o fuste da estaca, p, e o deslocamento lateral da estaca, y. É importante lembrar que há diferença no conceito entre a resistência do solo, p, e a capacidade de carga do solo,  $p_u$ . A resistência do solo é dada como a força de reação por unidade de comprimento atuando na estaca até atingir a capacidade de carga do solo. Já a capacidade de carga do solo é dada como o limite máximo da resistência do solo.

A partir de solicitações laterais na estaca, o comportamento do sistema é representado por uma série de curvas p-y em diferentes posições ao longo do fuste da estaca (Figura 2.20). A partir das curvas p-y podem-se determinar os deslocamentos horizontais e esforços internos da estaca utilizando-se métodos numéricos e analíticos.

O método das curvas  $p$ - $y$  tem como vantagem o fato de assumir um comportamento não linear entre a resistência do solo e o deslocamento horizontal da estaca, podendo produzir uma solução mais realista, por exemplo, em relação aos métodos baseados na teoria do coeficiente de reação horizontal do solo. Além disso, também pode ser utilizado para estimar a capacidade de carga lateral do sistema solo – estaca.



**Figura 2.20 – Curvas  $p$ - $y$  típicas para diferentes profundidades para areias e argilas normalmente adensadas (Almeida, 2008).**

Poulos e Davis (1980) fazem uma crítica ao método das curvas  $p$ - $y$ , visto que considera que o solo é descontínuo ao longo da estaca e as curvas  $p$ - $y$  definidas são independentes umas das outras, não interagindo entre si.

Por outro lado, Reese e Welsh (1975) afirmam que o comportamento do solo em certa profundidade é independente do comportamento do solo nas demais profundidades, para deslocamentos horizontais da estaca sob cargas de trabalho. Estes autores afirmam que a reação do solo em um determinado ponto depende

fundamentalmente do deslocamento horizontal da estaca naquele ponto, e não do deslocamento horizontal de outros pontos.

Reese e Van Impe (2001) discutem sobre alguns fatores que devem ser considerados na determinação de curvas p-y. A qualidade da investigação do solo e a determinação dos seus respectivos parâmetros são primordiais para se determinarem resultados confiáveis. As recomendações para as curvas p-y para areias são baseadas no ângulo de atrito interno do solo.

A seguir, apresentam-se os métodos propostos por Reese et al. (1974) e pelo American Petroleum Institute (API, 1993) para a determinação das curvas p-y, com discussões sobre sua validade e limitações. Ambos os modelos são empíricos e derivados de ensaios em grande escala de estacas instrumentadas e com topo livre. Cox et al. (1974) descrevem o procedimento das provas de carga horizontal que foram originalmente utilizados para a concepção dos dois modelos.

### **2.10.1 Método de Reese et al. (1974)**

Reese et al. (1974) apresentam um método original de construção de curvas p-y para solos não coesivos. A construção da curva p-y consiste na definição de três curvas:

- Uma linha reta inicial ( $p_1$ );
- Uma parábola ( $p_2$ );
- Uma linha reta final ( $p_3$ ).

Todas as curvas são reunidas em uma única curva conforme mostrado na Figura 2.21.

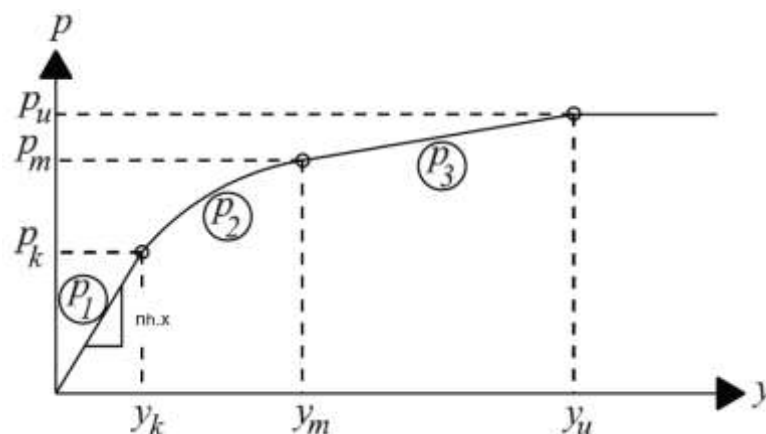


Figura 2.21 – Curva p-y modelada por Reese et al. (1974).

A linha reta final, dada por  $p_3$ , entre os pontos  $(y_m; p_m)$  até  $(y_u; p_u)$  possui como limite superior a capacidade de carga do sistema,  $p_u$ .

Reese et al. (1974) representam a ruptura do solo em pequena profundidade pela cunha apresentada na Figura 2.22 e, por intermédio de cálculos analíticos, calculam a resistência passiva em pequena profundidade ( $p_{cs}$ ). Ao utilizar este modelo de ruptura, a superfície da estaca é assumida lisa e, portanto, não são desenvolvidas forças tangenciais.

Por outro lado, em maiores profundidades, o solo arenoso irá fluir ao redor da estaca, sem que haja influência dos efeitos de superfície no comportamento do sistema. O modelo de ruptura estática que foi usado para calcular a resistência lateral para esse caso é apresentado na Figura 2.23. Assume-se que o movimento de uma estaca cilíndrica causa a ruptura por cisalhamento dos blocos de solo 1 a 5, adjacentes à estaca.

A profundidade de transição entre os dois modelos de ruptura ocorre onde a capacidade de carga, calculada com ambos os modelos de ruptura apresentados, é idêntica nos dois casos.

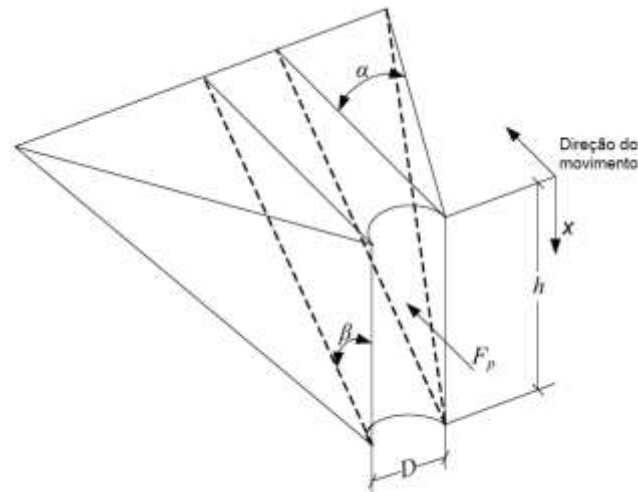


Figura 2.22 – Modelo de ruptura do solo para profundidades mais rasas (Reese et al. 1974).

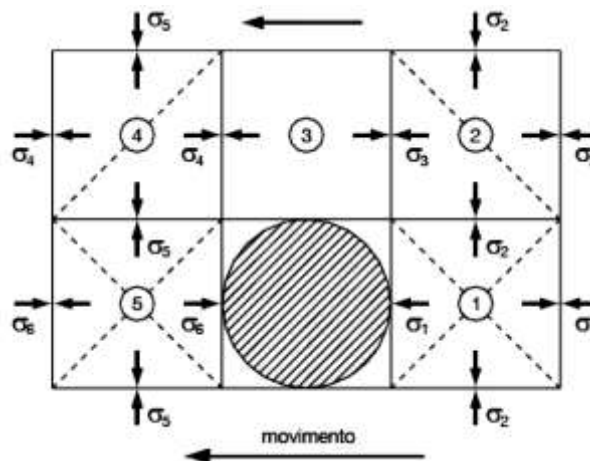


Figura 2.23 – Modelo de ruptura para profundidades maiores (Reese et al. 1974).

A resistência lateral por unidade de comprimento da estaca é calculada para os dois modelos de ruptura através das Equações 2.49 e 2.50, respectivamente, as quais determinam a resistência  $F_{pt}$ .

$$p_{cs} = \gamma' \cdot x \cdot \frac{K_0 \cdot \tan \varphi \cdot \text{sen} \beta}{\tan(\beta - \varphi)} + \gamma' \cdot x \cdot \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} \cdot (D + x \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) + \gamma' \cdot x \cdot (K_0 \cdot x \cdot \tan \beta \cdot (\tan \varphi \cdot \text{sen} \beta - \tan \alpha) - K_a \cdot D) \quad (2.49)$$

$$p_{cd} = K_a \cdot D \cdot \gamma' \cdot x \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \gamma' \cdot x \cdot \tan \varphi \cdot \tan^4 \beta \quad (2.50)$$

em que:

$p_{cs}$  = resistência horizontal do sistema solo-estaca por unidade de comprimento da estaca para profundidades rasas;

$p_{cd}$  = resistência horizontal do sistema solo-estaca por unidade de comprimento da estaca para maiores profundidades;

$x$  = profundidade da superfície ao ponto considerado no fuste da estaca;

$K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso de Rankine;

$\varphi$  = ângulo de atrito interno do solo;

$\gamma'$  = peso específico efetivo do solo;

$D$  = diâmetro ou lado da estaca;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo de Rankine dado por  $K_a = \tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$ .

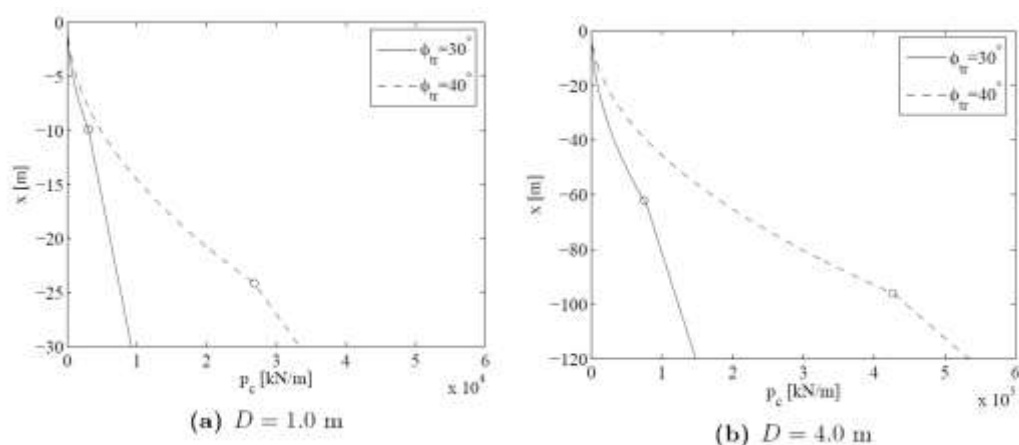
$$\alpha = \frac{\varphi}{2}$$

$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ , obtido pela teoria de Rankine para empuxo passivo.

Embora a condição de Rankine implique uma superfície perfeitamente lisa para o fuste da estaca, alguns modelos experimentais indicam que o emprego de  $\beta$  resulta em valores com boa aproximação de inclinação da superfície de ruptura.

Após calcular a resistência lateral, deve-se adotar o menor valor obtido pelas Equações 2.49 e 2.50. Deve-se determinar a profundidade  $x$  onde há a igualdade entres estas equações. Acima de  $x$  devem-se utilizar valores da Equação 2.49 e abaixo desta profundidade, valores da Equação 2.50.

A Figura 2.24 apresenta gráficos de capacidade de carga teórica do sistema solo – estaca, obtidos através do método de Reese et al. (1974), para estacas de 1 a 4 m de diâmetro e solo com  $\phi = 30^\circ$  e  $40^\circ$  (Brødbaek et al., 2009). As profundidades de transição são mostradas pelos círculos nas figuras. Verifica-se que a profundidade de transição ( $x$ ) aumenta em função do diâmetro da estaca e do ângulo de atrito interno do solo. Portanto, para estacas que apresentam baixo índice de esbeltez, a profundidade de transição provavelmente se encontrará bem abaixo da ponta da estaca.



**Figura 2.24 – capacidade de carga teórica do solo,  $p_c$ , em função da profundidade através do método de Reese et al. (1974) (BrØdbaek et al. 2009).**

Comparando-se a capacidade de carga teórica ( $p_c$ ) proposta por Reese et al. (1974) com os resultados de testes em grande escala, Cox et al. (1974) obteve pouca concordância nos resultados. Portanto, um coeficiente  $A$  foi introduzido ao calcular a capacidade de carga, representado por  $p_u$  na formulação das curvas  $p$ - $y$ .

$$p_u = A \cdot p_c \quad (2.51)$$

A determinação do coeficiente  $A$  é feita através do parâmetro adimensional  $x/D$ , apresentado na Figura 2.25(a). O deslocamento horizontal correspondente à capacidade de carga é igual a  $3D/80$ .

A resistência por unidade de comprimento,  $p_m$ , (Figura 2.21) é calculada pela Equação 2.52 e corresponde ao deslocamento horizontal,  $y_m = D/60$ .

$$p_m = B \cdot p_c \quad (2.52)$$

O coeficiente B, função de  $x/D$ , é obtido através da Figura 2.25(b).

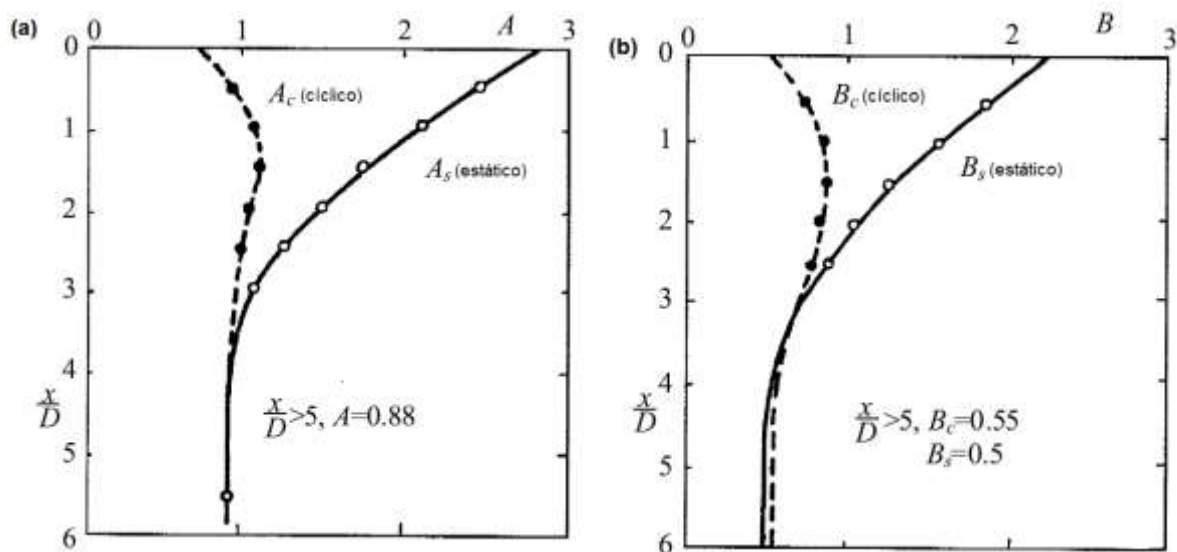


Figura 2.25 – (a) Coeficiente A (b) Coeficiente B (Reese et al. 1974).

A inclinação da linha reta inicial, denominada  $p_1$ , conforme a Figura 2.21, depende do coeficiente de reação horizontal inicial do solo local. A Equação 2.53 representa o trecho inicial da curva  $p$ - $y$ :

$$p_1(y) = n_h \cdot x \cdot y \quad (2.53)$$

Reese et al. (1974) sugerem que o coeficiente de reação horizontal para areia depende apenas da densidade relativa e do ângulo de atrito. Caso sejam desconhecidos os valores de  $n_h$ , os autores recomendam o uso dos coeficientes de reação horizontal apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Valores de  $n_h$  em MN/m<sup>3</sup> em função da densidade relativa da areia (Reese et al. 1974).

<b>Compacidade Relativa</b>	<b>Areia fofa</b>	<b>Areia medianamente compacta</b>	<b>Areia compacta</b>
Areia saturada	5,4	16,3	33,9
Areia não saturada	6,8	24,2	61,0

A Equação 2.54 representa a equação da parábola,  $p_2$ , entre os pontos  $k$  e  $m$  da Figura 2.21.

$$p_2(y) = C \cdot y^{\frac{1}{n}} \quad (2.54)$$

em que  $C$  e  $n$  são constantes.

As constantes  $C$  e  $n$ , assim como o ponto inicial da parábola ( $y_k$ ;  $p_k$ ) são obtidos por:

$$C = \frac{p_m}{(y_m)^{\frac{1}{n}}} \quad (2.55)$$

$$n = \frac{p_m}{m \cdot y_m} \quad (2.56)$$

em que:

$m$  = inclinação da reta  $p_3$  situada entre os pontos  $m$  e  $u$ .

$$y_k = \left( \frac{c}{n_h \cdot x} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.57)$$

### 2.10.2 Método do American Petroleum Institute (1993)

Através de levantamentos das informações disponíveis sobre a construção das curvas p-y para areia, Murchison e O'Neill (1983) desenvolveram algumas mudanças no procedimento proposto por Reese et al. (1974). Estas recomendações foram submetidas para o American Petroleum Institute (API) e modificações foram adaptadas pelo comitê de revisores do órgão.

As expressões analíticas desenvolvidas por Reese et al. (1974) foram simplificadas usando-se os parâmetros  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$ , resultando nas Equações 2.58.

$$p_u = \min. \left( \begin{array}{l} p_{us} = (C_1 \cdot x + C_2 \cdot D) \cdot \gamma' \cdot x \\ p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma' \cdot x \end{array} \right) \quad (2.58)$$

em que:

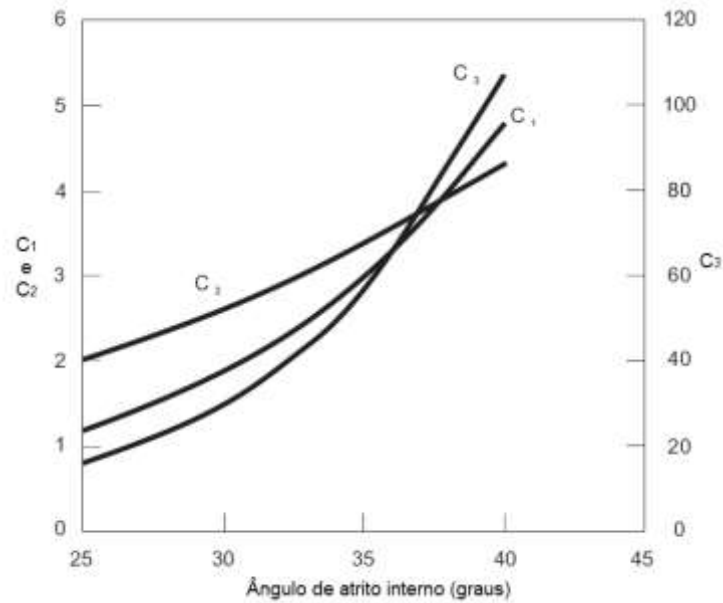
$C_1, C_2, C_3 =$  constantes

$x =$  profundidade da superfície

$D =$  diâmetro ou lado da estaca

$\gamma' =$  peso específico do solo

Deve-se adotar o menor valor dentre as resistências calculadas  $p_{us}$  e  $p_{ud}$ . As constantes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  são determinadas através da Figura 2.26:



**Figura 2.26 – Variação dos parâmetros C1, C2 e C3 em função do ângulo de atrito interno do solo (API, 1993).**

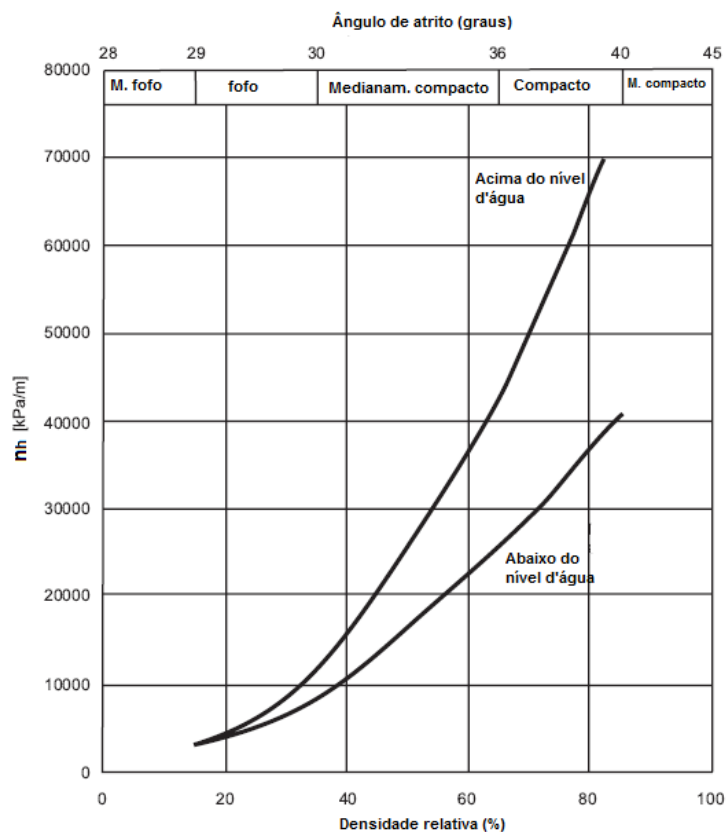
Uma formulação hiperbólica é usada para a relação entre a resistência do solo e o deslocamento horizontal da estaca, dada pela Equação 2.59.

$$p(y) = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{n_h \cdot x}{A \cdot p_u} \cdot y\right) \quad (2.59)$$

O coeficiente A é determinado pela Equação 2.60:

$$A = \left(3,0 - 0,8 \cdot \frac{x}{D}\right) \geq 0,90 \quad (2.60)$$

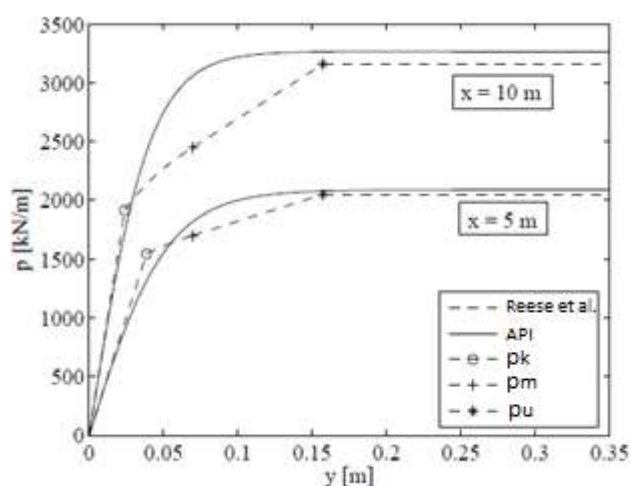
A inclinação inicial das curvas p-y (ou seja, o coeficiente de reação horizontal do solo) pode ser obtida da Figura 2.27 em função da densidade relativa e ângulo de atrito interno do solo.



**Figura 2.27 – Variação da inclinação inicial da curva p-y (nh) em função da densidade relativa (API, 1993).**

Uma comparação entre os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) feita por Brødbaek et al. (2009) para profundidade de 5 e 10 m é apresentada na Figura 2.28. Foram utilizados os seguintes parâmetros para o solo:  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $D = 4,2 \text{ m}$  e  $K = 8000 \text{ kN/m}^3$ .

Brødbaek et al. (2009) verificou que o limite superior da resistência última do solo será muito próximo entre os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993). Entretanto, os autores verificaram que há uma diferença considerável na resistência do solo prevista pelos dois métodos quando considerada a região entre os pontos  $(y_k; p_k)$  e  $(y_u; p_u)$  conforme mostrado na Figura 2.28.



**Figura 2.28 – Exemplo de curvas p-y baseadas nos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) (Brødbaek et al., 2009)**

### 2.10.3 Comparação entre os Métodos

Murchison e O'Neill (1984), estudaram a sensibilidade da variação dos parâmetros do Método API (1993). Foram variados o coeficiente de reação horizontal, ângulo de atrito e o peso específico efetivo do solo. Os autores acharam que um aumento de 10% nos valores do ângulo de atrito e peso específico do solo resulta em um aumento no deslocamento horizontal do topo da estaca acima de 15% e 10%, respectivamente. Para um aumento de 25% no coeficiente de reação horizontal do solo, foi verificado um aumento de 10% no deslocamento horizontal no topo da estaca. A análise de sensibilidade dos parâmetros mostra que para pequenos valores de deslocamentos horizontais, o coeficiente de reação horizontal do solo tem grande influência no comportamento da estaca. Já para maiores deslocamentos, o peso específico do solo apresenta significativa influência.

De fato, as propostas para a construção das curvas p-y, como já descritas, foram derivadas de resultados obtidos com apenas duas estacas. Além disso, os ensaios foram limitados a apenas um tipo de seção transversal de estaca, de um único diâmetro, e também a um tipo de solo (arenoso). Levando-se em conta o número de fatores que podem afetar o comportamento da estaca carregada lateralmente e a pequena quantidade de ensaios executados para validação dos

métodos, as influências dos vários parâmetros das curvas p-y precisam ainda ser esclarecidas.

Fan e Long (2005) compararam os métodos propostos por Broms (1964), Hansen (1961) e API (1993) com modelos baseados no método dos elementos finitos para estacas de vários diâmetros em solos com diferentes valores de ângulo de atrito e coeficientes de empuxo. Foi verificado que o método de Hansen apresentou a melhor concordância com o método dos elementos finitos. Já o método de Broms resultou em valores conservadores de capacidade de carga teóricos. Entretanto, foi identificada uma diferença significativa entre o método dos elementos finitos e o método do API, pois este produziu resultados conservadores para profundidades próximas à superfície. Ao contrário, para grandes profundidades, foram gerados resultados contra a segurança.

Nip e Ng (2005) executaram duas provas de carga com carregamento lateral em estacas escavadas de 1,50 m de diâmetro assentadas em depósitos superficiais de rochas resistentes em Hong Kong. As estacas foram instrumentadas com inclinômetro. Com os resultados obtidos, foram feitas interpretações, seguidas de algumas discussões. Os dados obtidos do inclinômetro revelaram que os deslocamentos laterais são limitados à parte superior da estaca, próximas ao topo. As estacas, classificadas como flexíveis, foram assentadas em um solo de condições adversas, pois o perfil do solo é estratificado e de granulometria não uniforme, sendo difícil de selecionar um modelo de construção de curvas p-y típicas, como são encontrados na literatura para solos homogêneos e uniformes.

O método proposto pelos autores para estacas longas assume uma função polinomial de quarta ordem para representar a configuração da reação do solo. Os procedimentos do método incorpora a variação da distribuição da rigidez flexional ao longo do comprimento da estaca para melhor ajuste com os dados provenientes do inclinômetro. Foi feita uma retro análise dos esforços ocorridos na estaca, da reação do solo ao longo do comprimento da estaca, junto com curvas p-y. A fim de validar a retro análise proposta, as previsões usadas para as curvas p-y retroanalizadas são comparadas com as medições feitas nos ensaios. Esta comparação mostrou boa concordância. Isto mostra que o método proposto pelos autores pode ser adaptado para se deduzir curvas p-y úteis em solos que apresentam perfis com condições

adversas através dos dados provenientes de inclinômetros para futuros projetos de fundações.

## CAPÍTULO 3

**MATERIAIS E MÉTODOS****3.1 LOCAL DA PESQUISA**

A parte experimental do presente estudo foi desenvolvida no terreno de uma obra localizado no Bairro de Lagoa Nova da Cidade de Natal – RN, conforme mostrado na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Localização da área da pesquisa. (Fonte: Google Earth, acessado em 04/2012).

Os experimentos foram executados em duas regiões distintas da obra, denominadas neste trabalho por Região A e Região B. Em ambas as regiões há um aterro superficial de areia pura, com 3 m de espessura. A mesma areia foi utilizada em ambos os aterros, sendo a compactação procedida com densidades relativas ( $D_r$ ) de 45% na Região A e de 70% na Região B. A locação das regiões estudadas no terreno da obra é apresentada na Figura 3.2. As coordenadas encontram-se representadas no sistema UTM. Fotografias das Regiões A e B são mostradas nas Figuras 3.3 e 3.4, respectivamente.

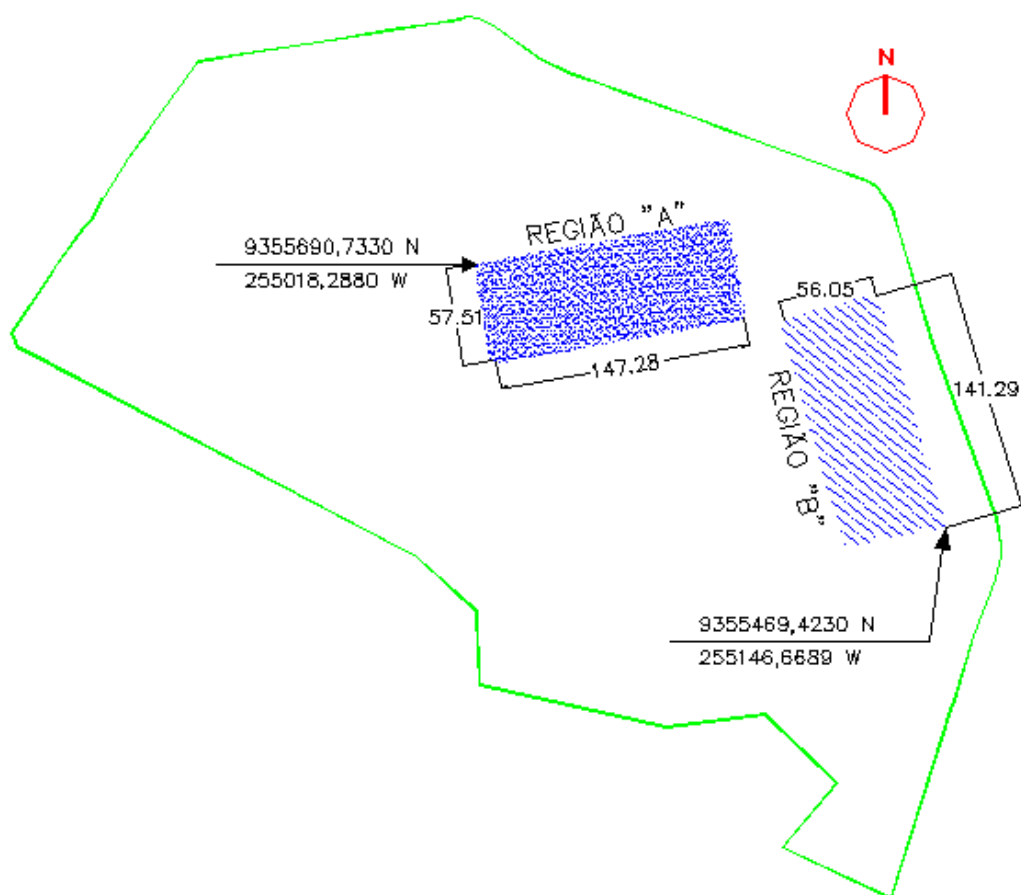


Figura 3.2 – Localização das regiões A e B no local da pesquisa (dimensões em m).



**Figura 3.3 – Aspecto do terreno na região A.**



**Figura 3.4 – Aspecto do terreno na região B.**

## **3.2 GEOLOGIA DO LOCAL DA PESQUISA**

A região litorânea do estado do Rio Grande do Norte é coberta exclusivamente por materiais de origem sedimentar. Os aspectos geológicos desta região indicam a presença de sedimentos Terciários e Quaternários (Santos Jr. e Chaves, 2005).

Conforme Mabesoone et al. (1991), os sedimentos Terciários compreendem a Formação barreiras, a qual é constituída de uma sequência contínua de sedimentos, pouco ou não consolidados, com variedades de cores, com diferenças faciológicas variando entre argila e conglomerado. Os depósitos Quaternários consistem de sedimentos de origem eólica, os quais formam campos de dunas (Santos Jr. e Chaves, 2005). As areias de dunas estão dispostas sobre a Formação Barreiras ou sedimentos fluviais recentes.

A geologia da área da pesquisa é formada essencialmente por sedimentos de origem eólica (Silva et al., 2002). Estes sedimentos são constituídos por areias quartzosas, finas a grossas, com grãos subarredondados e subangulosos, bem selecionados, apresentando aspecto maciço (Jesus, 2002).

## **3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA DO LOCAL DA PESQUISA**

### **3.3.1 Ensaios de Campo**

Neste item serão descritos os resultados obtidos a partir de sondagens a percussão SPT e ensaios de piezocone (CPTu) realizados no local da pesquisa.

### 3.3.1.1 Sondagens SPT

Na obra, executou-se um total de 118 sondagens SPT por duas equipes distintas. Na Região A foram feitas quatro sondagens, enquanto que na Região B, foram executadas 10 sondagens. As sondagens feitas na região B foram feitas antes da execução do referido aterro. A Figura 3.5 apresenta a locação das sondagens SPT nas duas regiões estudadas.

A equipe responsável pelas sondagens na Região A, denominada no presente trabalho de Equipe X, utilizou um equipamento dotado de um sistema de acionamento do martelo com corda e tambor em rotação (Cathead). O tambor era acionado por um motor elétrico e trabalhava com duas voltas de corda.

Por outro lado, a equipe que executou os ensaios na Região B, denominada Equipe Y, possuía um equipamento composto por um mecanismo manual para elevação do martelo.

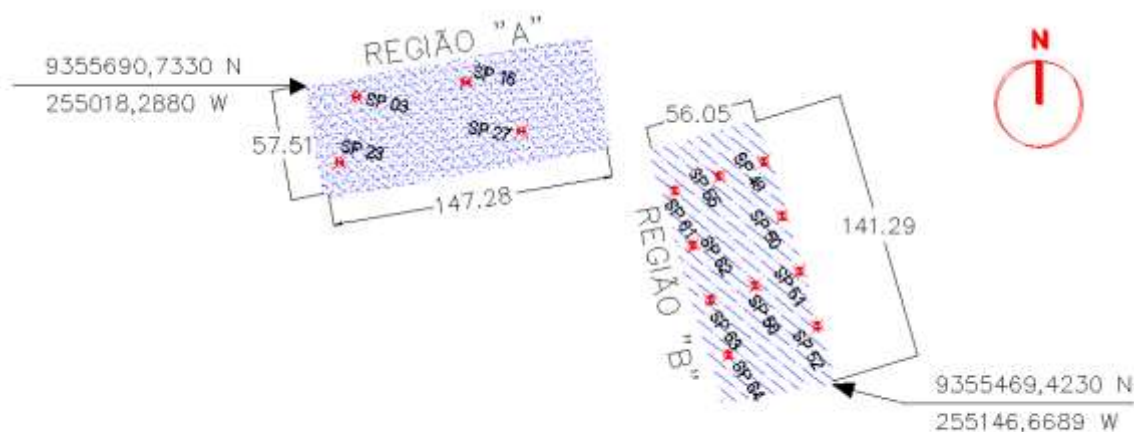


Figura 3.5 – Locação das sondagens SPT nas regiões A e B da obra.

Os resultados de uma sondagem SPT podem ser influenciados por uma série de fatores não relacionados às características do solo, como aqueles inerentes ao equipamento, aos processos executivos e à equipe executora. É recomendado

corrigir o valor medido de  $N_{SPT}$ , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões. A energia nominal transferida ao amostrador, no processo da cravação, não é a energia de queda livre teórica transmitida pelo martelo. A eficiência do sistema é função das perdas por atrito e da dinâmica de transmissão de energia do conjunto. A prática internacional sugere normalizar o valor da resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) com base no padrão americano de  $N_{60}$ , ou seja, a energia liberada da queda do martelo referida a 60% da energia teórica (Schnaid, 2000).

Como os resultados das sondagens foram interpretados visando a estimativa de parâmetros de comportamento do solo, há necessidade de corrigir os valores de  $N_{SPT}$ . A correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão americano de  $N_{60}$ , é feita através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência teórica, conforme a Equação 3.1 (Schmertmann e Palacios, 1979).

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} * \text{Energia aplicada}}{0,60} \quad (3.1)$$

Para tornar possível a correção dos valores de  $N_{SPT}$  obtidos nas sondagens realizadas pelas Equipes X e Y, foi necessário proceder à medição de eficiência das duas equipes. As medições de eficiência foram efetuadas através da execução de séries de provas de carga estática sobre o amostrador padrão do ensaio SPT. Maiores detalhes sobre esses ensaios e seus resultados podem ser obtidos em Costa et al. (2012). Foram verificadas eficiências médias iguais a 84% e 74% para as equipes X e Y, respectivamente. A Figura 3.6 apresenta a montagem de uma prova de carga estática no amostrador SPT para a medição da eficiência dos equipamentos das equipes X e Y.



**Figura 3.6 – Montagem de uma prova de carga estática no amostrador SPT (Costa et al., 2012).**

Além da correção da energia de cravação, é recomendável, para ensaios realizados em solos granulares, corrigir o valor de  $N_{SPT}$  considerando o nível médio de tensões na profundidade onde o ensaio está sendo executado (Schnaid, 2000). Décourt (1989) recomenda que os valores de  $N_{60}$  sejam corrigidos pelas Equações 3.2 e 3.3.

$$(N_{60})_1 = C_N N_{60} \quad (3.2)$$

$$C_N = \left[ \frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})} \right]^{0,5} \quad (3.3)$$

em que:

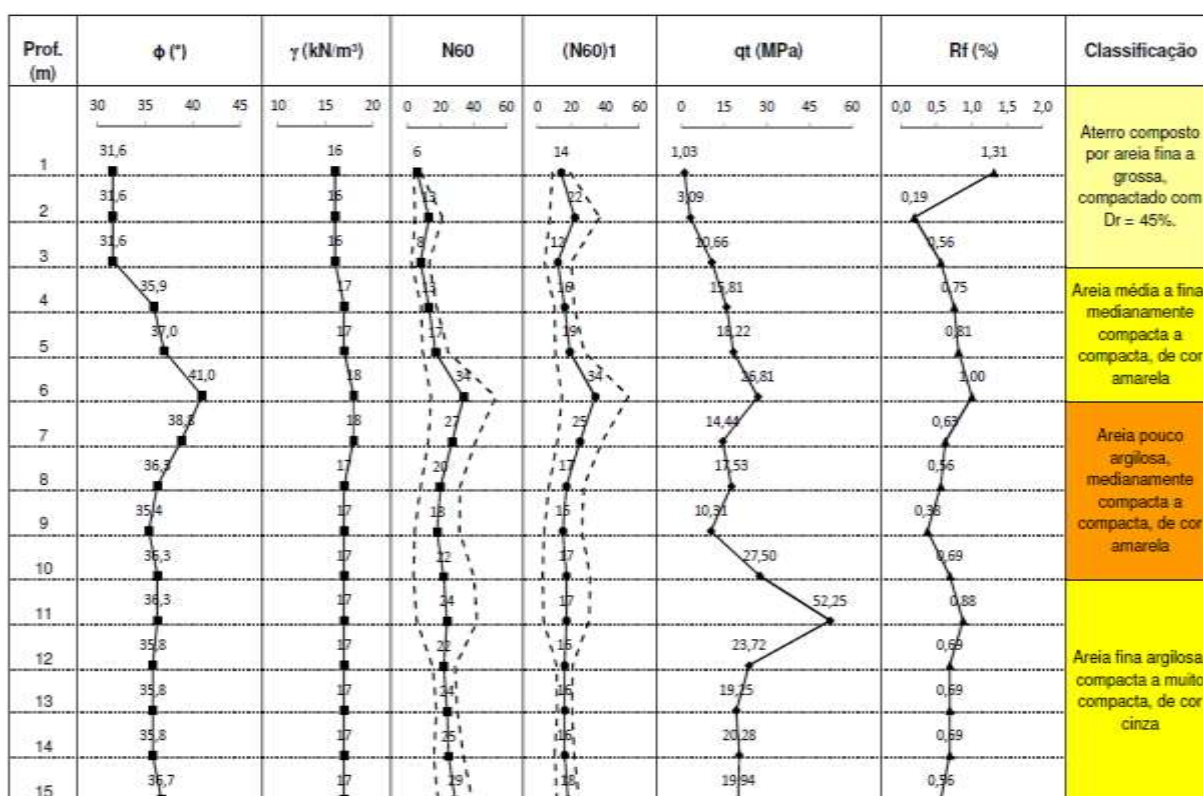
$(N_{60})_1$ : valor de referência de resistência à penetração corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa;

$C_N$ : correção devida à tensão efetiva de sobrecarga;

$(\sigma'_{oct})_1$ : tensão octaédrica para uma areia normalmente adensada sob tensão vertical efetiva de 100 kPa;

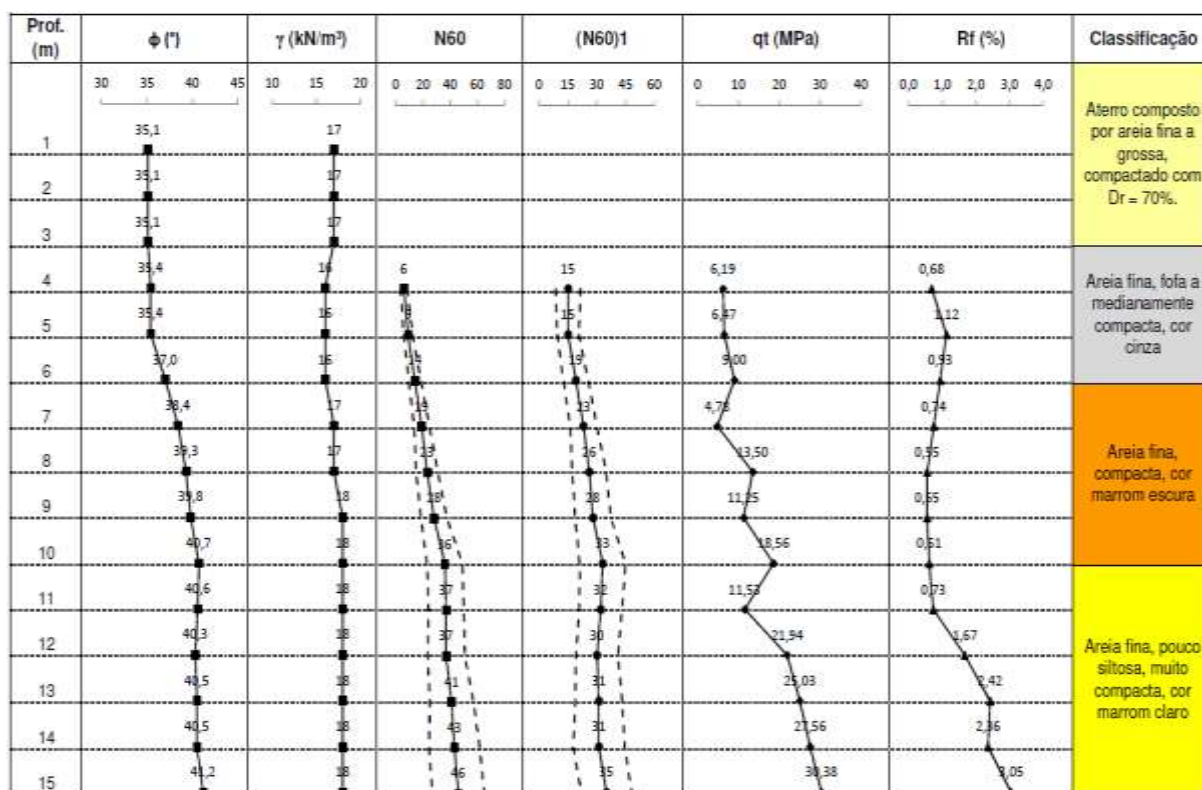
$(\sigma'_{oct})$ : tensão octaédrica ao nível onde o SPT está sendo executado.

As Figuras 3.7 e 3.8 apresentam perfis típicos do subsolo das Regiões A e B, respectivamente. São apresentados valores médios de  $N_{60}$  e  $(N_{60})_1$  obtidos a partir das sondagens, juntamente com o desvio padrão. São apresentados nas mesmas figuras os resultados de ensaios CPTu, realizados no mesmo terreno e descritos no item 3.3.1.2, além de valores de ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e peso específico aparente do solo ( $\gamma$ ), cuja obtenção é abordada no item 3.3.3. Não foi encontrado o nível do lençol freático nas duas regiões em estudo.



Obs.: Linhas cheias - valores médios; linhas tracejadas - desvio padrão.

Figura 3.7 – Perfil típico do subsolo da Região A.



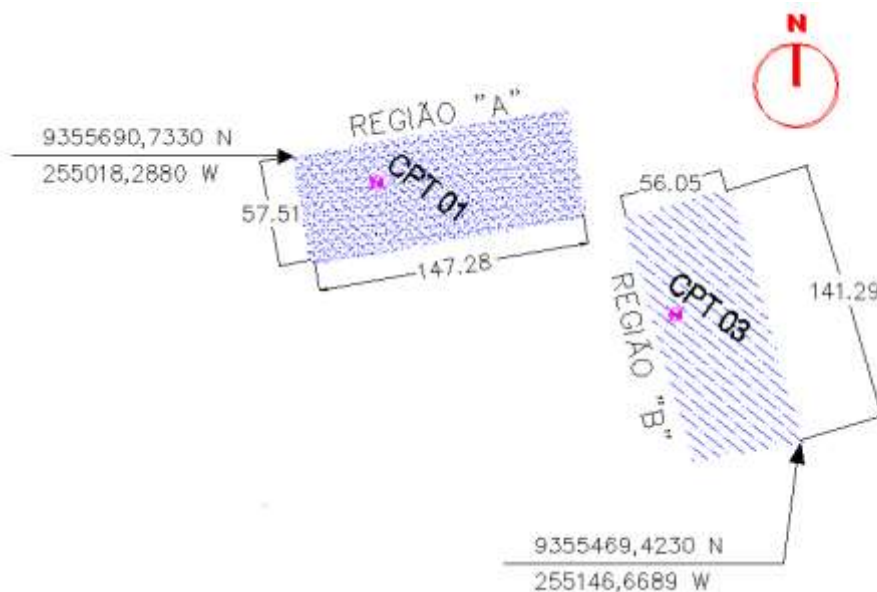
Obs.: Linhas cheias - valores médios; linhas tracejadas - desvio padrão.

Figura 3.8 – Perfil típico do subsolo da Região B.

A falta de valores de N<sub>60</sub>, (N<sub>60</sub>)<sub>1</sub>, qt e R<sub>f</sub> nos três primeiros metros iniciais no perfil mostrado na Figura 3.8 justifica-se porque as sondagens SPT e CPTu na Região B foram executadas antes da execução do aterro arenoso, cuja espessura é de 3,0 m.

### 3.3.1.2 Ensaios de Piezocone (CPTu)

Cada região estudada contou com a execução de um ensaio de piezocone (CPTu). A Figura 3.9 apresenta a locação dos ensaios CPTu feitos nas Regiões A e B.



**Figura 3.9 – Localização dos ensaios CPTu nas regiões A e B.**

Os perfis obtidos a partir dos ensaios CPTu, tanto para a resistência de ponta corrigida,  $q_t$  como para a razão de atrito,  $R_f$ , encontram-se nas Figuras 3.7 e 3.8.

### **3.3.2 Ensaios de Laboratório Realizados com a Areia Utilizada para a Compactação dos Aterros**

Neste item estão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados com o solo utilizado para a compactação dos aterros das Regiões A e B. Para a caracterização da areia, foram executados ensaios de análise granulométrica conjunta, massa específica dos sólidos, índice de vazios máximo e índice de vazios mínimo. Para a obtenção dos parâmetros de resistência e de deformabilidade da areia, foram executados ensaios de compressão triaxial.

### 3.3.2.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica foi realizada conforme as premissas da NBR 7181/1984. A curva granulométrica do solo é apresentada na Figura 3.10. A Tabela 3.1 apresenta as frações constituintes dos solos segundo a NBR 6502/1995. A fração predominante é areia média.

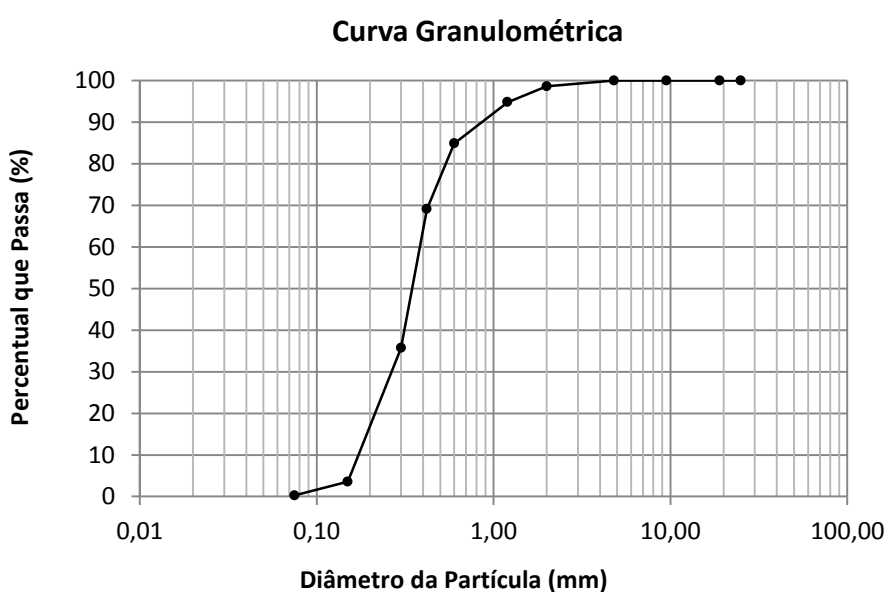


Figura 3.10 – Curva granulométrica da areia do aterro das Regiões A e B.

Tabela 3.1 – Frações constituintes da areia dos aterros das Regiões A e B.

<b>Solo</b>	<b>Porcentagem (%)</b>
Argila	0
Silte	0
Areia Fina	14,27
Areia Média	70,61
Areia Grossa	13,73
Pedregulho	1,39

O material é classificado de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como areia mal graduada (SP). O valor do coeficiente de não uniformidade é igual a 2,2 e o coeficiente de curvatura é igual a 1,07. Pode-se constatar que a areia pode ser admitida como uniforme.

### 3.3.2.2 ENSAIO DE MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS

A areia foi submetida ao ensaio de massa específica dos sólidos  $\rho_s$ , regido pela NBR 6508. Obteve-se para o solo  $\rho_s = 2,59 \text{ g/cm}^3$ .

### 3.3.2.3 ENSAIOS DE ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO E ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO

Os ensaios de índice de vazios máximo e índice de vazios mínimo foram executados conforme as premissas das NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente. Como resultados, foram obtidos índices de vazios máximo ( $e_{m\acute{a}x}$ ) igual a 0,83 e índice de vazios mínimo ( $e_{m\acute{i}n}$ ) igual a 0,60. O valor obtido para  $e_{m\acute{a}x}$  corresponde a um peso específico seco mínimo ( $\gamma_{dm\acute{i}n}$ ) igual a 14,1 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que o valor obtido para  $e_{m\acute{i}n}$  equivale a um peso específico seco máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) de 16,2 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.3.2.4 Ensaio de Compressão Triaxial

Parâmetros de resistência e deformabilidade da areia foram obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial convencional do tipo consolidado drenado (CD). Os ensaios foram realizados em duas séries com três corpos de prova cada, moldados com as mesmas densidades relativas utilizadas nos aterros das Regiões A e B ( $D_r = 45\%$  e  $70\%$ , respectivamente).

Em cada série foram utilizadas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. As Figuras 3.11 a 3.13 apresentam os resultados obtidos para os ensaios realizados com  $D_r = 45\%$ . Da mesma forma, as Figuras 3.14 a 3.16 mostram os resultados

obtidos dos ensaios conduzidos com  $D_r = 70\%$ . Os valores encontrados para o ângulo de atrito interno do solo foram de  $31,6^\circ$  e  $35,1^\circ$  para as Regiões A e B, respectivamente, conforme mostrado nas Figuras 3.13 e 3.16.

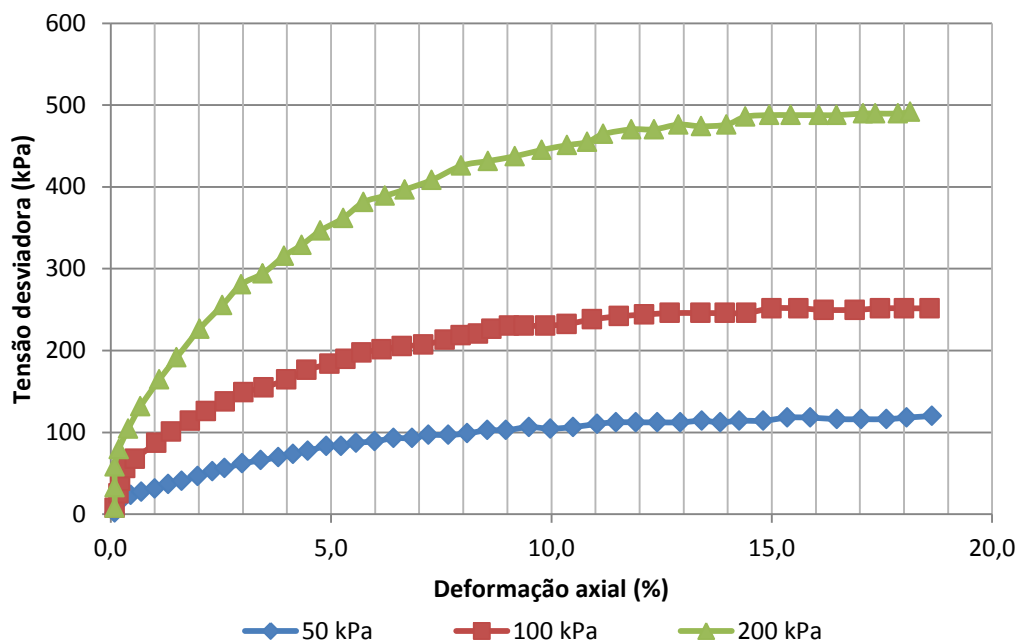


Figura 3.11 – Resultados de ensaios triaxiais com a areia para  $D_r = 45\%$ : deformação axial x tensão desviadora.

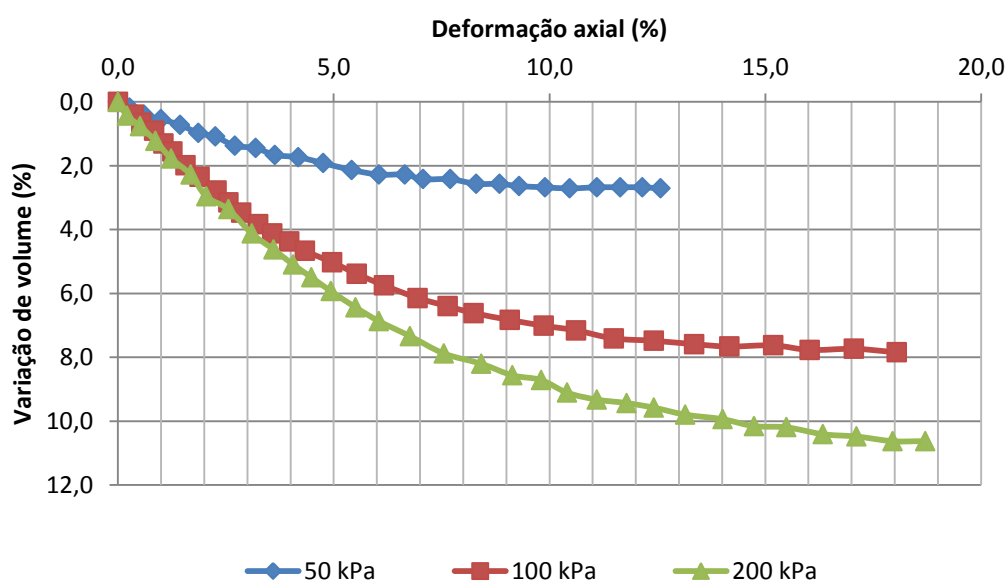


Figura 3.12 – Resultados de ensaios triaxiais com areia para  $D_r = 45\%$ : deformação axial x variação de volume.

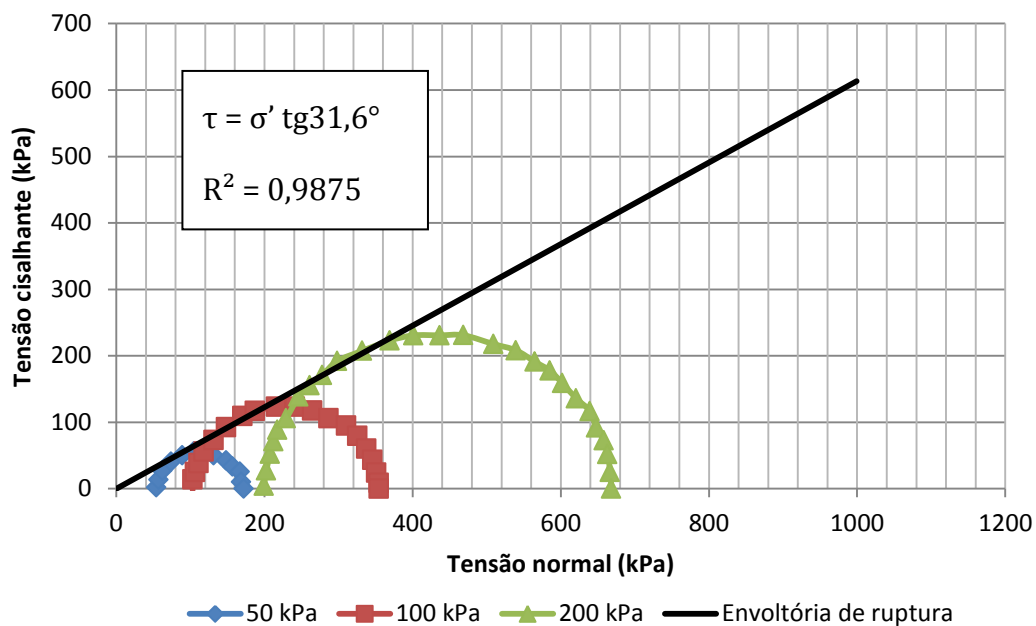


Figura 3.13 – Resultados de ensaios triaxiais com a areia para  $D_r = 45\%$ : envoltória de ruptura.

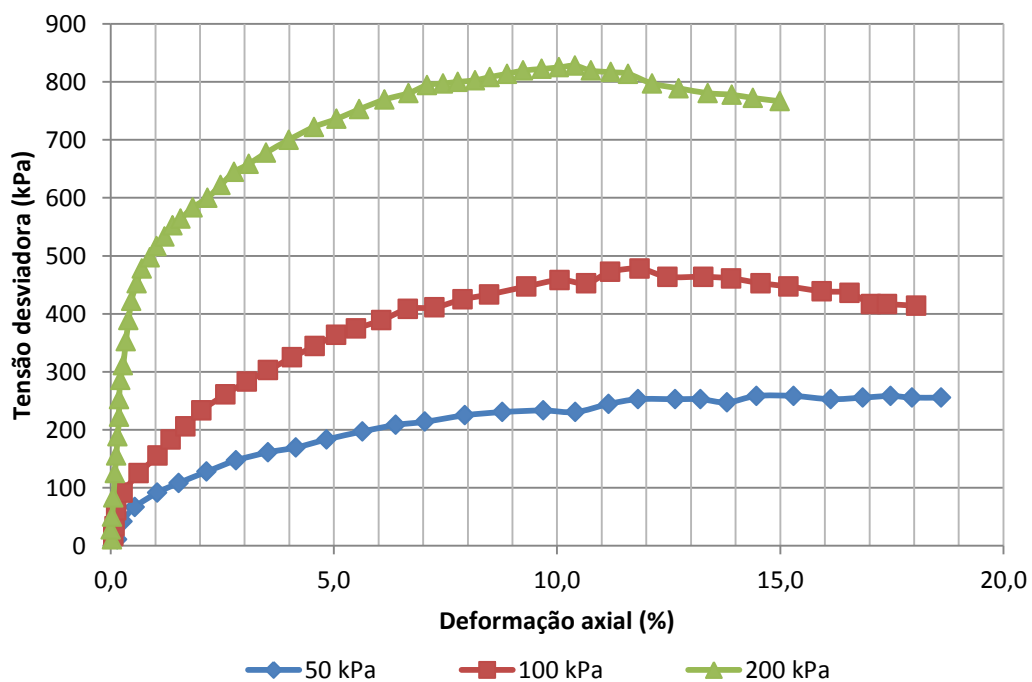


Figura 3.14 – Resultados de ensaios triaxiais com a areia para  $D_r = 70\%$ : deformação axial x tensão desviadora.

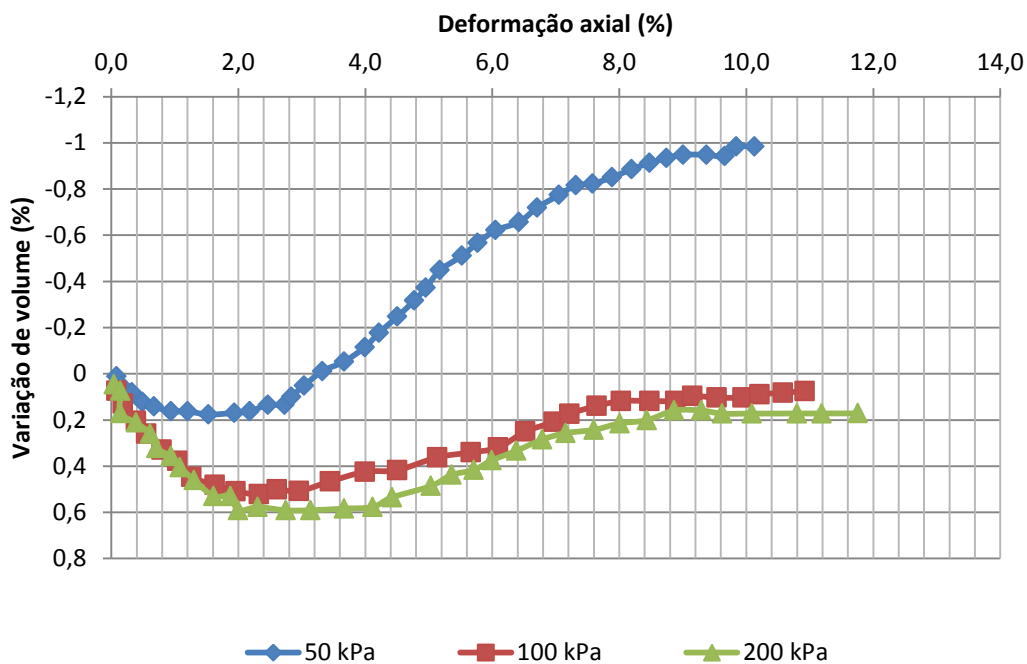


Figura 3.15 – Resultados dos ensaios triaxiais com a areia para  $D_r = 70\%$ : deformação axial x variação de volume.

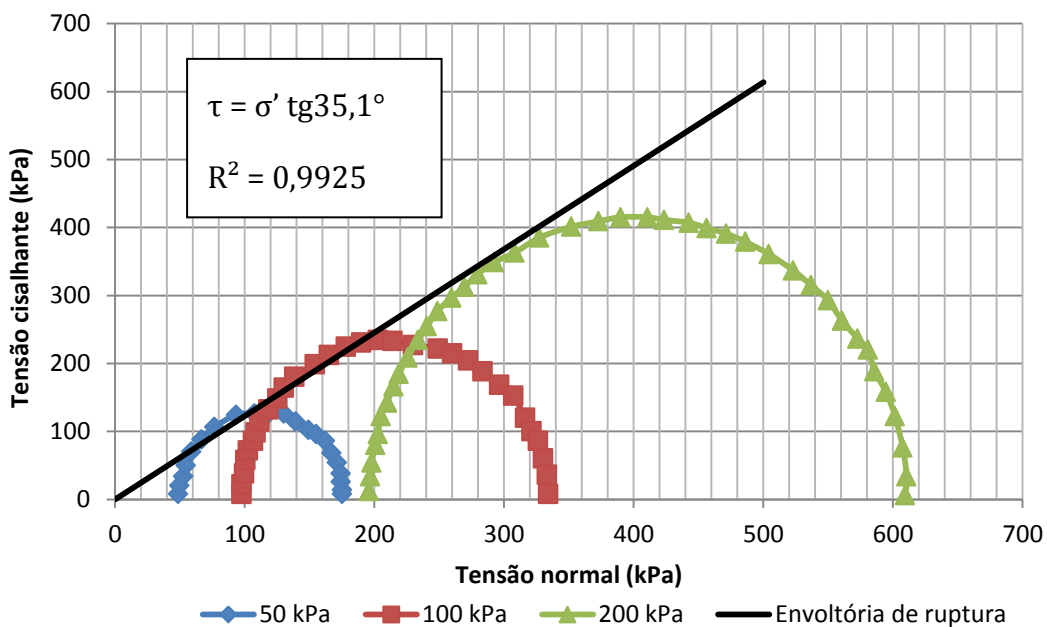


Figura 3.16 – Resultados dos ensaios triaxiais com a areia para  $D_r = 70\%$ : envoltória de ruptura.

### 3.3.3 Parâmetros de Resistência, Parâmetro de Deformabilidade, e Peso Específico do Solo a Partir de Correlações com o $N_{SPT}$

Em virtude da dificuldade encontrada para se coletar amostras indeformadas em depósitos de areia pura, os parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo nas camadas das Regiões A e B, abaixo dos aterros, além do peso específico aparente, foram determinados a partir de correlações com os ensaios SPT.

Vários autores obtiveram valores de ângulo de atrito interno do solo através da comparação com os valores de resistência a penetração  $N_{SPT}$  (Meyerhof, 1956; de Mello, 1971; Godoy, 1983; Décourt, 1989; Teixeira, 1996).

Outros autores determinaram correlações entre o ângulo de atrito interno do solo e a resistência de ponta do ensaio de penetração estática do cone (Mitchell et al., 1998; Campanella e Robertson, 1983; Kulhawy e Mayne, 1990; Mayne, 2006).

No presente trabalho foi utilizada a correlação entre o ângulo de atrito do solo com o  $N_{SPT}$  proposta por Décourt (1989), a qual leva em conta o efeito do sobreadensamento das areias e a eficiência dos equipamentos do SPT, assim como, o nível médio de tensões na profundidade onde o ensaio está sendo executado. A Figura 3.17 apresenta a correlação proposta por Décourt (1989).

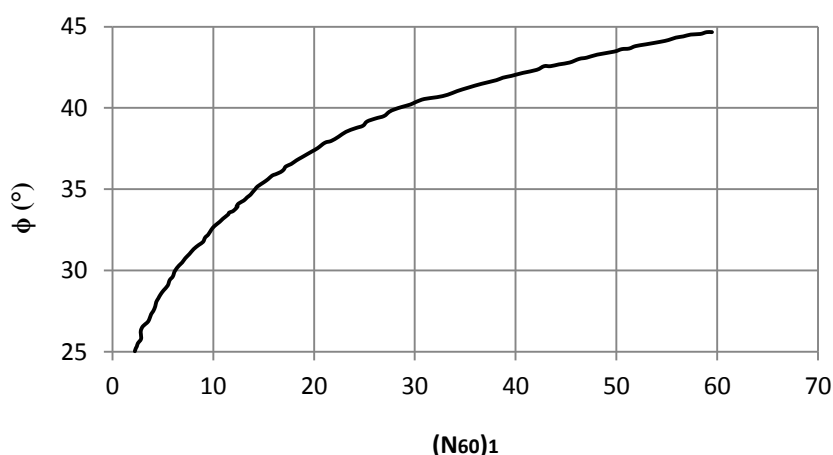


Figura 3.17 – Variação do ângulo de atrito interno do solo  $\phi$  com  $(N_{60})_1$  (Décourt, 1989).

A correlação utilizada para a determinação do peso específico aparente ( $\gamma$ ) do solo abaixo dos aterros foi a proposta por Godoy (1972) apresentada na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2 – Peso específico para solos arenosos a partir do NSPT (Godoy, 1972).**

N (golpes)	Compacidade	Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )		
		Seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

Os valores de  $\phi$  e  $\gamma$  ao longo da profundidade são exibidos nas Figuras 3.7 e 3.8 para as Regiões A e B, respectivamente. Nos mesmos perfis são incluídos os valores de  $\phi$  e  $\gamma$  obtidos para os aterros superficiais (0 a 3 m), através dos ensaios de laboratório.

O módulo de deformabilidade ( $E_s$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) obtidos para a areia são apresentados na Tabela 3.3. Os valores de  $E$  apresentados correspondem ao módulo secante referente a 50% do valor da máxima tensão desviadora ( $E_{50}$ ). O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foi obtido através da resolução do sistema de equações 3.4 e 3.5.

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_{50}} - \frac{\nu}{E_{50}} \cdot (2 \cdot \sigma_3) \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_{50}} - \frac{\nu}{E_{50}} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (3.5)$$

em que:

$\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_3$  = deformação específica vertical e horizontal.

$\sigma_1$  e  $\sigma_3$  = tensão principal maior e menor.

$\nu$  = coeficiente de Poisson

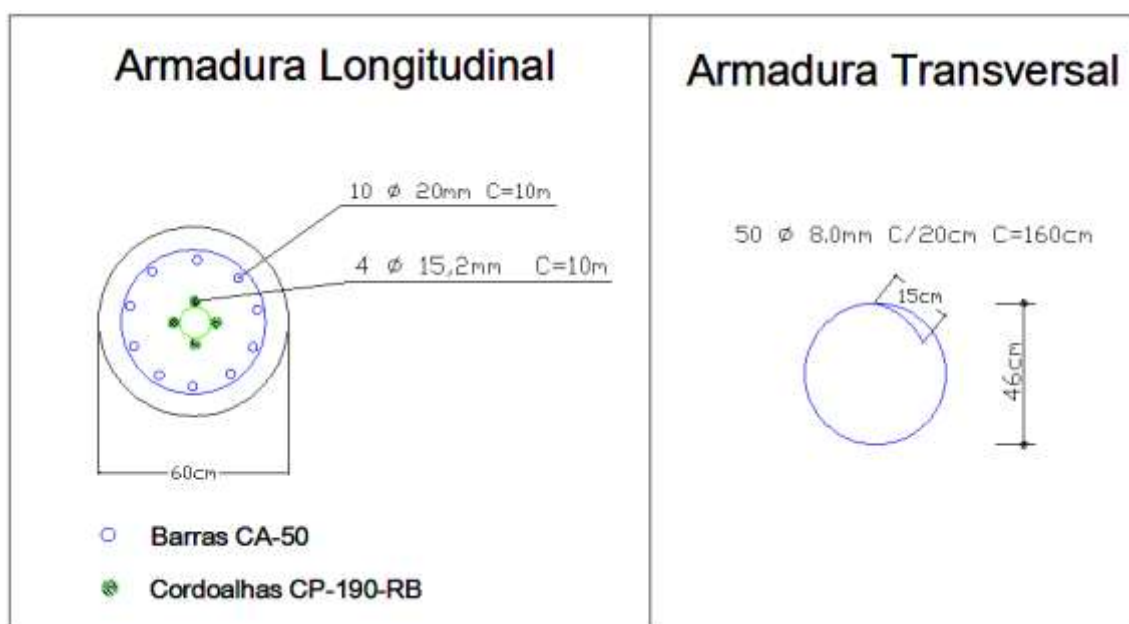
**Tabela 3.3 – Parâmetros de deformabilidade do solo superficial das Regiões A e B.**

Série	Dr (%)	$\sigma_3$ (kPa)	$E_s$ (MPa)	$\nu_s$
A	45	50	3,0	0,22
		100	7,3	0,28
		200	15,7	0,21
B	70	50	13,8	0,27
		100	38,4	0,23
		200	82,1	0,22

### 3.4 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

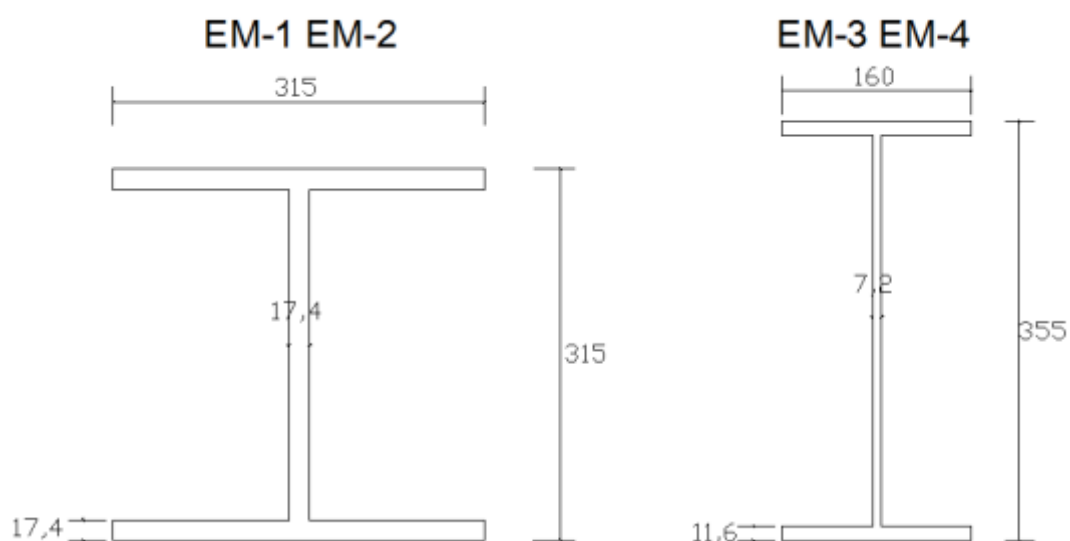
Foram ensaiados seis pares de estacas, sendo três pares na Região A e outros três na Região B. Todos os ensaios foram executados de acordo com as premissas da NBR 12131/06. Cada região recebeu um par de estacas escavadas do tipo hélice contínua (pares HC-1 e HC-2) e dois pares de estacas metálicas cravadas (pares EM-1 e EM-2; EM-3 e EM-4), cada par com seções transversais distintas.

As estacas hélice contínua possuíam diâmetro de 600 mm e comprimento de fuste igual a 10 m. A armadura longitudinal era composta por 10 barras de aço CA-50 de 20 mm de diâmetro. Além das barras, foram introduzidas 4 cordoalhas CP – 190 – RB, com 15,2 mm de diâmetro, concentradas no centro da estaca. As cordoalhas e as barras de aço tinham comprimentos iguais a 10 m. A armadura transversal era composta por estribos de 8 mm de diâmetro distribuídos a cada 200 mm (Figura 3.18).



**Figura 3.18 – Detalhe das armaduras longitudinal e transversal das estacas hélice contínua.**

As estacas metálicas possuíam seção transversal do tipo “H” com dimensões de 315 x 315 mm (EM-1 e EM-2) e 355 x 160 mm (EM-3 e EM-4). Todas as estacas metálicas possuíam comprimento igual a 6 m, sendo 4,5 m enterrados e 1,5 m acima da superfície do terreno.



**Figura 3.19 – Detalhe da seção transversal das estacas metálicas (dimensões em mm).**

A Tabela 3.4 apresenta os valores dos módulos de elasticidade e dos momentos de inércia da seção transversal da estaca em relação ao eixo principal normal ao plano de flexão das estacas hélice contínua e metálica. O módulo de elasticidade do concreto das estacas hélice contínua foi determinado conforme a Equação 3.6 (NBR 6118, 2007). Para as estacas metálicas foi adotado um valor de  $E = 210000$  MPa, conforme sugerido pela NBR 6118 (2007).

$$E = 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

em que:

$f_{ck}$ : Resistência característica do concreto, igual a 20 MPa.

Tabela 3.4 – Parâmetros das estacas hélice contínua e estacas metálicas.

Parâmetro	Símbolo	Valor	Unidade
Módulo de Elasticidade	$E_{HC}$	25043	MPa
	$E_{EM}$	210000	MPa
Momento de Inércia	$I_{HC}$	$6,36 \times 10^{-3}$	$m^4$
	$I_{EM1-EM2}$	$2,66 \times 10^{-4}$	$m^4$
	$I_{EM3-EM4}$	$1,38 \times 10^{-4}$	$m^4$

A Figura 3.20 mostra um esquema da disposição das estacas nas duas regiões da obra. A Tabela 3.5 apresenta a sequência e a designação dos ensaios. Na designação dos ensaios é informado o tipo de ensaio realizado, ou seja, prova de carga estática com carregamento horizontal (PCH), seguido do tipo de estaca, hélice contínua (HC) ou metálica (EM), seguido do local de realização, Região A ou Região B.

Tabela 3.5 – Sequência de execução das provas de carga e designação usada.

Ensaio	Região	Designação	Estacas
1	B	PCH-HC-B	HC1-B e HC2-B
2	A	PCH-HC-A	HC1-A e HC2-A
3	A	PCH-EM12-A	EM1-A e EM2-A
4	A	PCH-EM34-A	EM3-A e EM4-A
5	B	PCH-EM34-B	EM3-B e EM4-B
6	B	PCH-EM12-B	EM1-B e EM2-B

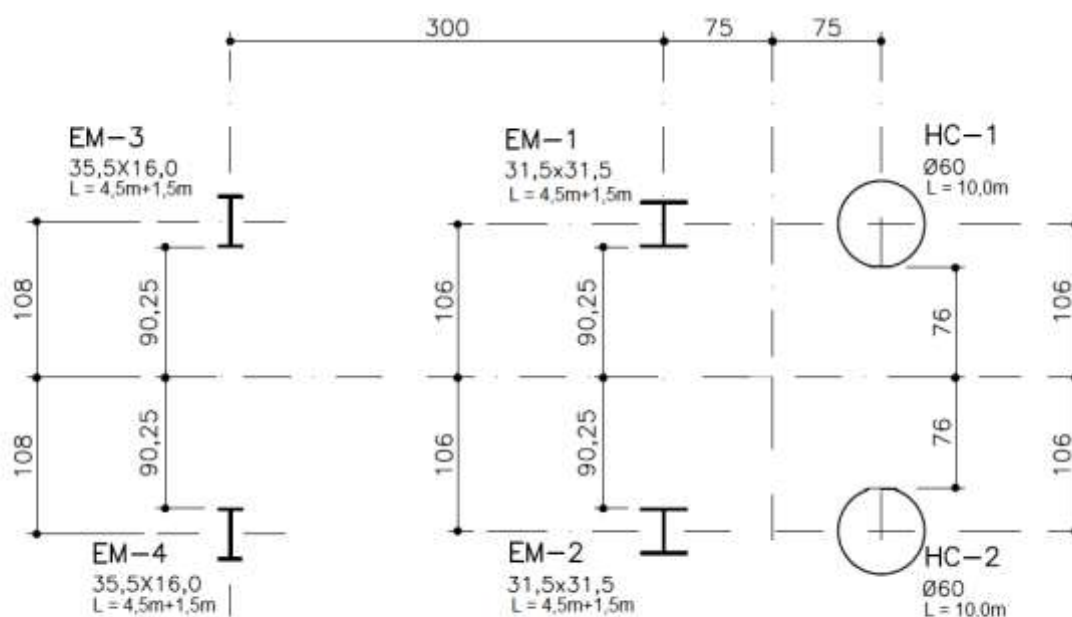


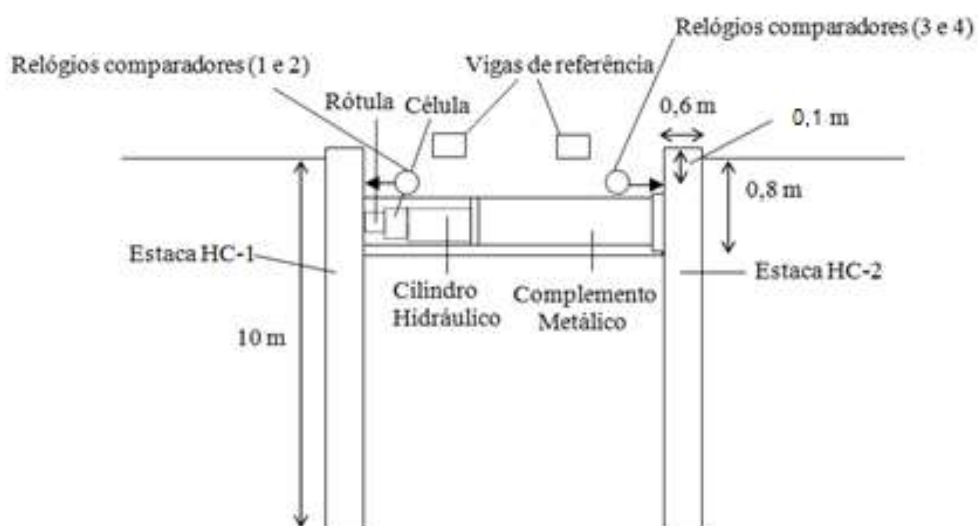
Figura 3.20 – Locação das estacas nas regiões A e B (dimensões em cm).

Todas as estacas foram ensaiadas aos pares. Nos ensaios, as cargas eram aplicadas horizontalmente com o auxílio de um cilindro hidráulico de 500 kN de capacidade, alimentado por uma bomba manual. As cargas foram medidas por meio de uma célula de carga com capacidade de realizar leituras até de 500 kN. A curva de calibração da célula de carga encontra-se no Anexo A. Para as leituras da célula de carga, foi empregado um sistema de aquisição de dados da marca HBM, modelo *Spider*, conectado a um computador portátil.

O esquema utilizado na montagem das provas de carga nas estacas hélice contínua é apresentado na Figura 3.21. O cilindro hidráulico foi posicionado na horizontal sobre um complemento metálico rígido, juntamente com a célula de carga e uma rótula para a conservação da normalidade do carregamento. O conjunto reagia contra uma chapa rígida soldada no perfil, de modo que as cargas eram aplicadas simultaneamente nas duas estacas. O sistema de aplicação de cargas foi montado no interior de uma cava aberta entre as estacas, com aproximadamente 0,80 m de profundidade. Para evitar concentrações de tensões nas estacas, foram colocadas chapas metálicas entre o sistema de aplicação de cargas e as estacas.

Os deslocamentos horizontais nas estacas foram medidos através de quatro relógios comparadores mecânicos, com precisão de 0,01 mm e curso máximo de 50 mm. Cada estaca recebeu dois relógios comparadores, instalados com o auxílio de bases magnéticas articuláveis, instaladas a uma altura de 150 mm a partir do topo da estaca. As bases magnéticas foram fixadas em vigas de referência metálicas rígidas de 3 m de comprimento, dispostas transversalmente à cava.

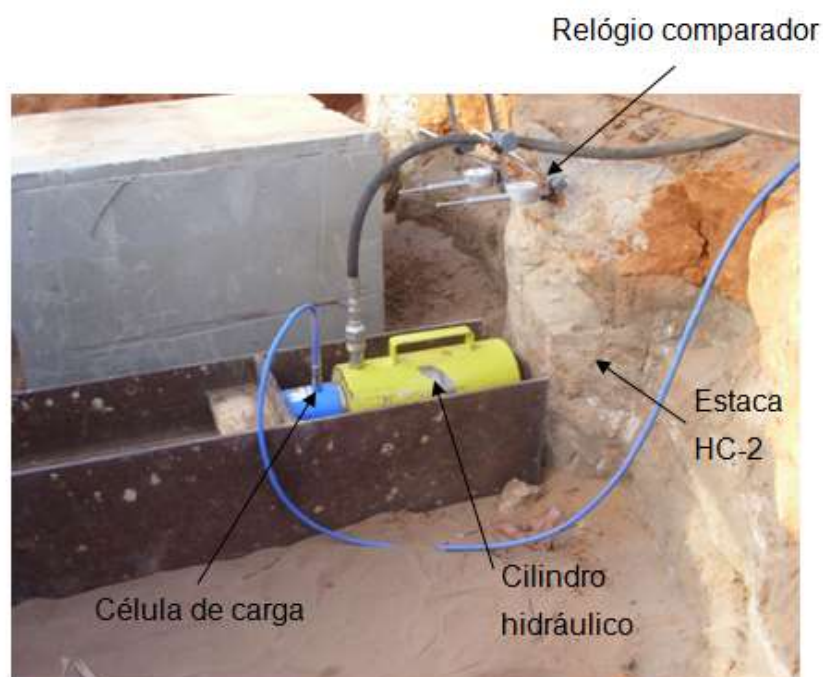
A estaca hélice contínua HC-1, recebeu os relógios comparadores rotulados como 1 e 2. Já a estaca hélice contínua HC-2, recebeu os relógios denominados 3 e 4. As Figuras 3.22 e 3.23 exibem algumas etapas da montagem das provas de carga nas estacas hélice contínua.



**Figura 3.21 - Esquema das provas de carga com carregamento horizontal em estaca hélice contínua.**



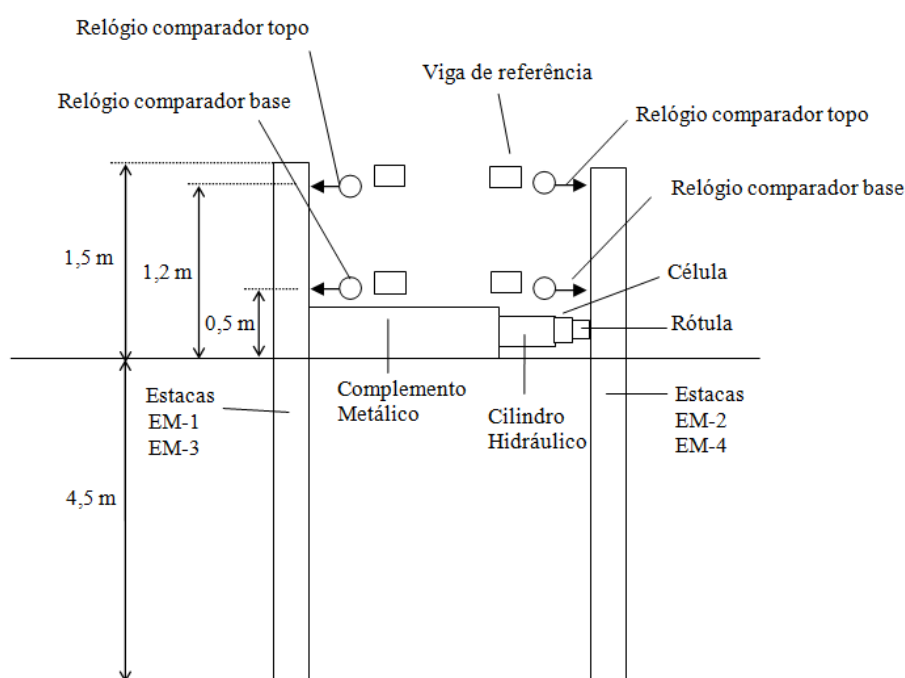
**Figura 3.22 – Montagem de uma prova de carga estática com carregamento horizontal em estaca hélice contínua.**



**Figura 3.23 – Detalhe do sistema de aplicação do carregamento e dos relógios comparadores em prova de carga em estaca hélice contínua.**

O esquema da montagem das provas de carga nas estacas metálicas é apresentado na Figura 3.24. O sistema de aplicação de carga foi posicionado diretamente na superfície do terreno. Em virtude da maior distância horizontal entre as estacas metálicas em relação às estacas hélice contínua, o cilindro hidráulico, a célula de carga, a rótula e o complemento metálico foram montados ao longo de um mesmo eixo. Os relógios comparadores foram instalados no fuste das estacas em pontos a 0,5 m e 1,2 m de altura, a partir da superfície do terreno, sendo designados como “base” e “topo”, respectivamente. As bases magnéticas foram fixadas diretamente em vigas de referência metálicas, montadas sobre cavaletes rígidos de madeira.

As Figuras 3.25 a 3.27 exibem algumas etapas da montagem das provas de carga.



**Figura 3.24 – Configuração das provas de carga com carregamento horizontal em estaca metálica.**



Figura 3.25 – Montagem de uma prova de carga com carregamento horizontal em estacas metálicas.



Figura 3.26 – Detalhe de aplicação de carga em uma prova de carga estática em estaca metálica.

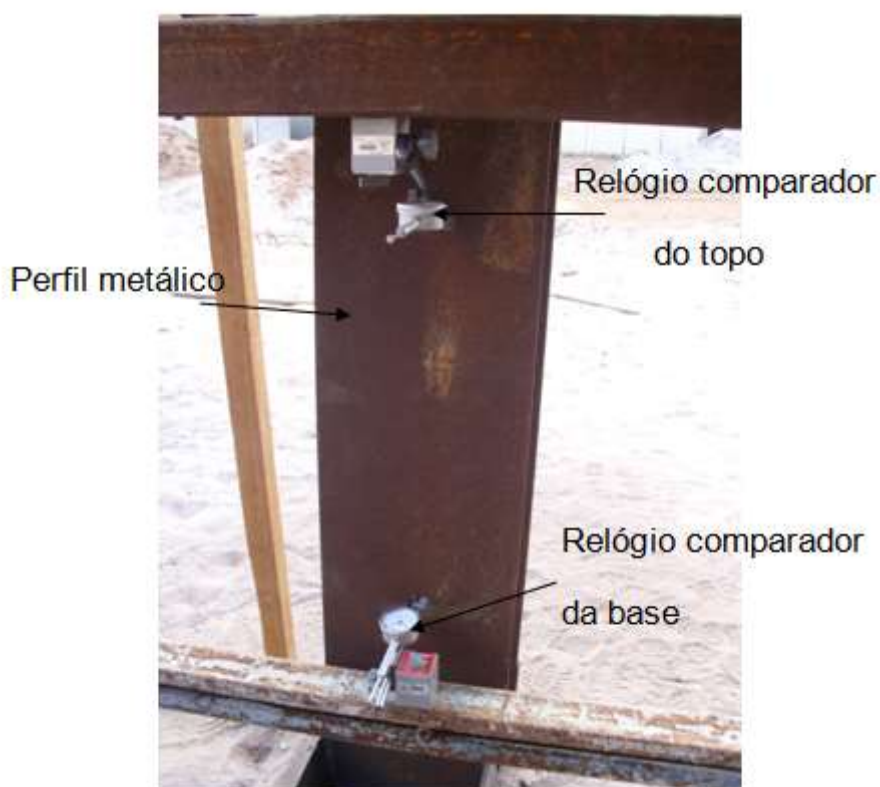


Figura 3.27 – Detalhe do posicionamento dos relógios comparadores na estaca metálica.

A Tabela 3.6 apresenta a designação das posições dos relógios comparadores utilizados nos ensaios nas estacas metálicas.

Tabela 3.6 – Nomenclatura dada às leituras do deslocamento horizontal para as estacas metálicas.

<b><i>Região</i></b>	<b><i>Estaca</i></b>	<b><i>Nomenclatura</i></b>
<b><i>A</i></b>	EM1A e EM2A	EM1-EM2 Topo A EM1-EM2 Base A
	EM3A e EM4A	EM3-EM4 Topo A EM3-EM4 Base A
<b><i>B</i></b>	EM1B e EM2B	EM1-EM2 Topo B EM1-EM2 Base B
	EM3B e EM4B	EM3-EM4 Topo B EM3-EM4 Base B

Todas as provas de carga realizadas foram do tipo QML (*quick maintained load*), ou seja, com carga mantida constante durante estágios de cinco minutos de duração, sendo as leituras dos deslocamentos horizontais efetuadas a cada minuto (Fellenius, 1975). Todos os ensaios foram efetuados com ciclos de carregamento e descarregamento. À exceção da prova de carga 1 (PCH-HC-B), todas as demais foram efetuadas com dois ciclos de carregamento e descarregamento. Os descarregamentos foram realizados em quatro estágios de cinco minutos de duração. Não houve descarregamento no ensaio 5 (PCH-EM34-B), por conta do deslocamento súbito do sistema de aplicação de carga no último estágio de carregamento. As curvas carga x deslocamento horizontal, obtidas nas provas de carga, com os ciclos de carregamento e descarregamento encontram-se no anexo B.

## CAPÍTULO 4

# APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

São apresentados, neste capítulo, os resultados das provas de carga horizontal realizadas nas Regiões A e B da obra. As curvas carga versus deslocamento horizontal são apresentadas nas Figuras 4.1 a 4.20, considerando o deslocamento final em cada estágio de carga.

Cada estaca hélice contínua recebeu um par de relógios comparadores, instalados no fuste da estaca, a 0,20 m de altura da superfície do terreno, conforme descrito no capítulo 3. As curvas carga – recalque apresentadas a seguir foram construídas utilizando-se a média do deslocamento registrado em cada par de relógios comparadores, para uma determinada carga aplicada. São apresentadas curvas carga – deslocamento individuais para cada estaca (HC1 e HC2) de cada região.

O deslocamento horizontal nas estacas metálicas foi obtido em pontos a 0,5 m e 1,2 m de altura no fuste da estaca, a partir da superfície do terreno, sendo estas posições designadas como “base” e “topo”, respectivamente. Uma vez que os resultados dos pares de estacas metálicas EM1-EM2 e EM3-EM4 foram muito próximos, apresentam-se, neste capítulo, curvas carga – deslocamento utilizando a média do deslocamento obtido em cada par de estacas, para uma determinada carga aplicada.

As curvas carga – deslocamento individuais de cada estaca hélice contínua e metálica são apresentadas no Anexo B.

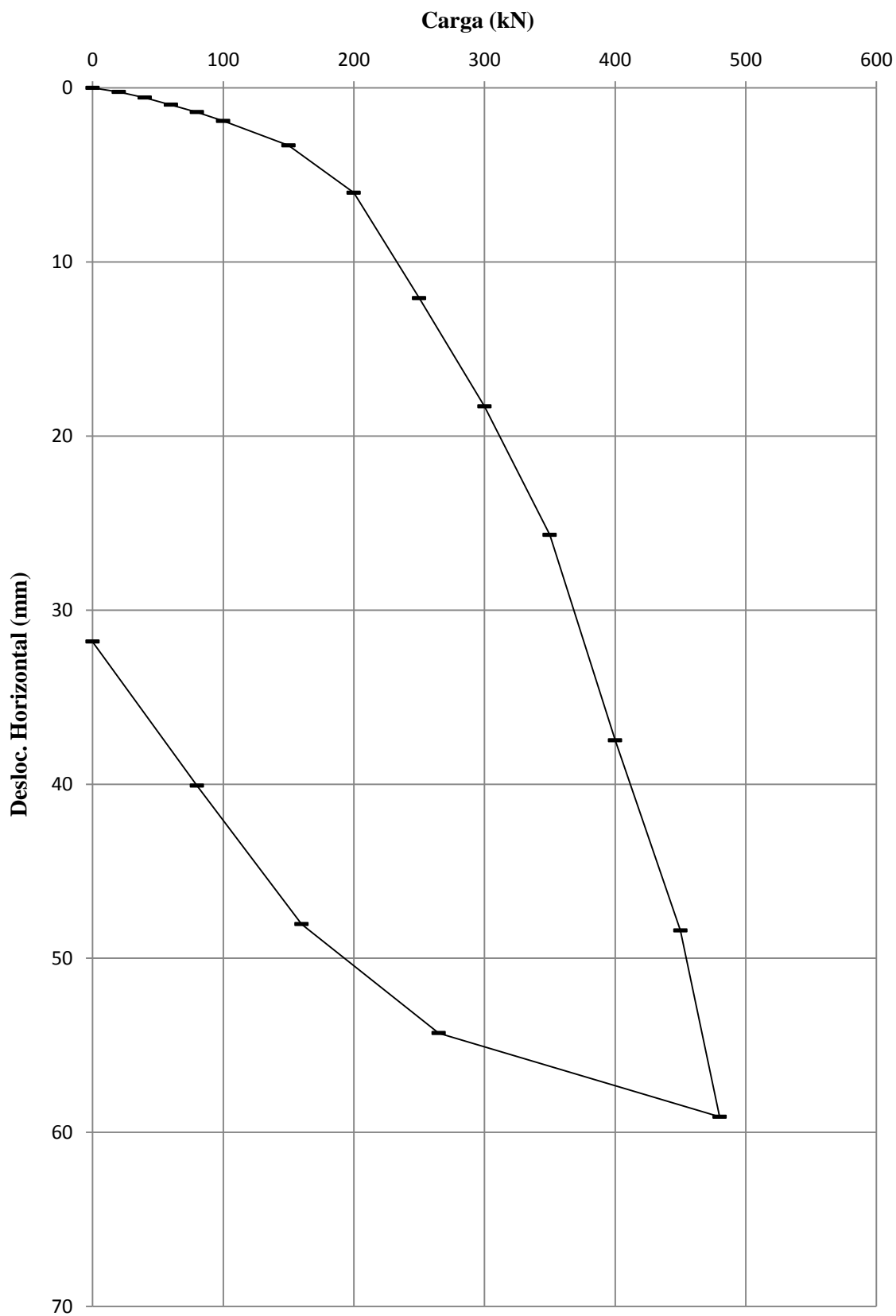


Figura 4.1 – Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-1 na Região

A.

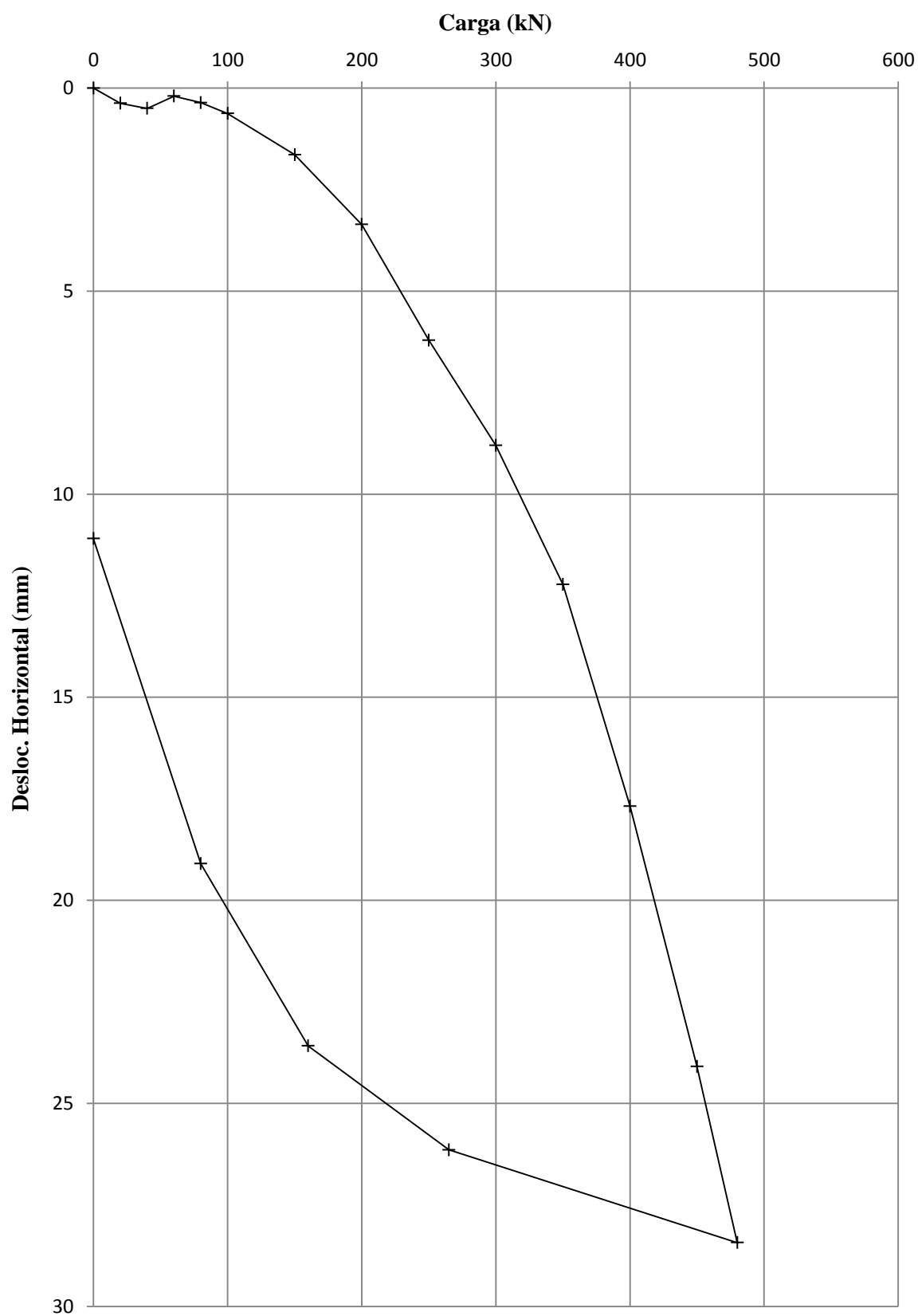
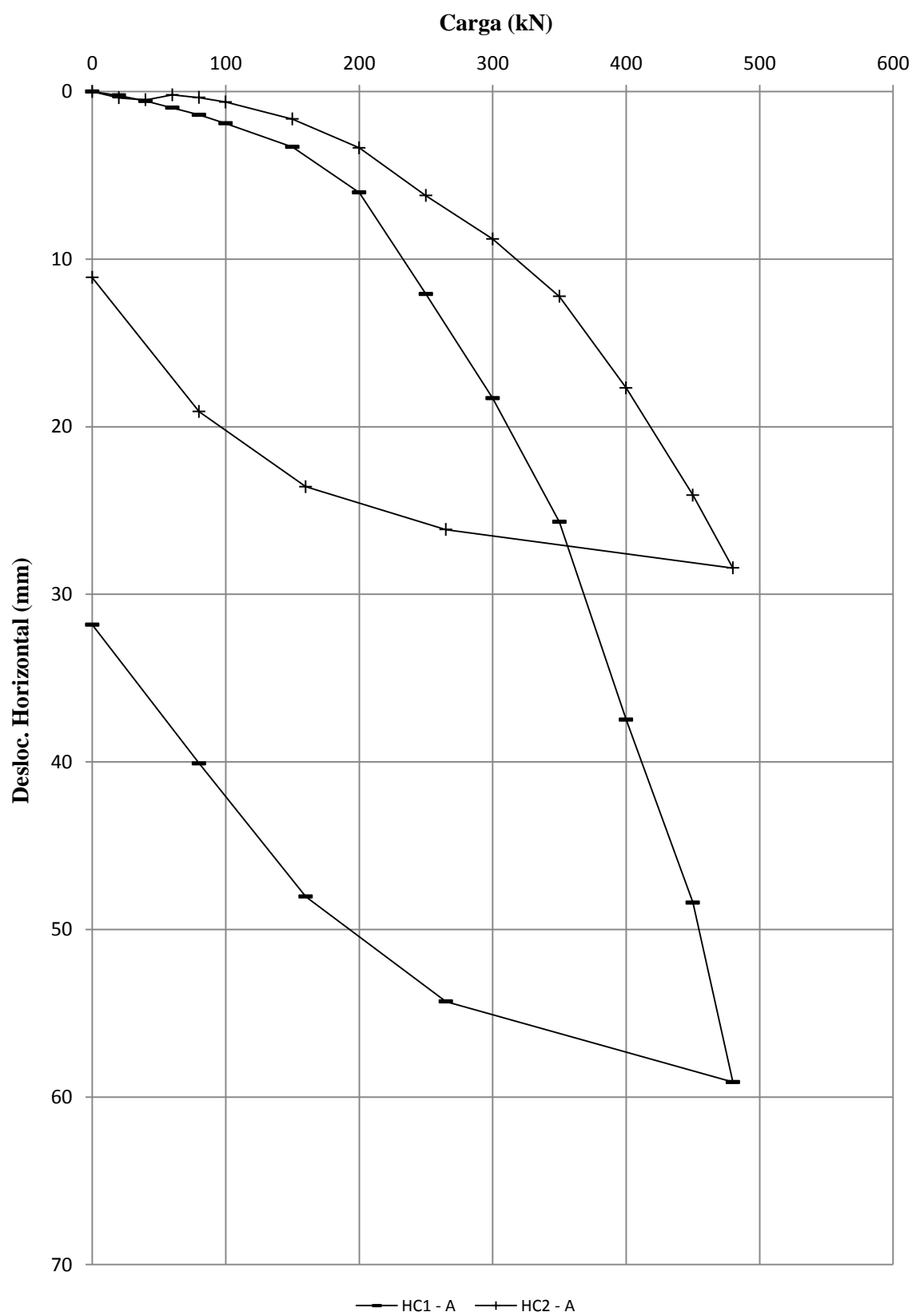


Figura 4.2 – Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-2 na Região

A.



**Figura 4.3 – Comparação entre as curvas carga x deslocamento horizontal das estacas hélice contínua HC-1 e HC-2 na Região A.**

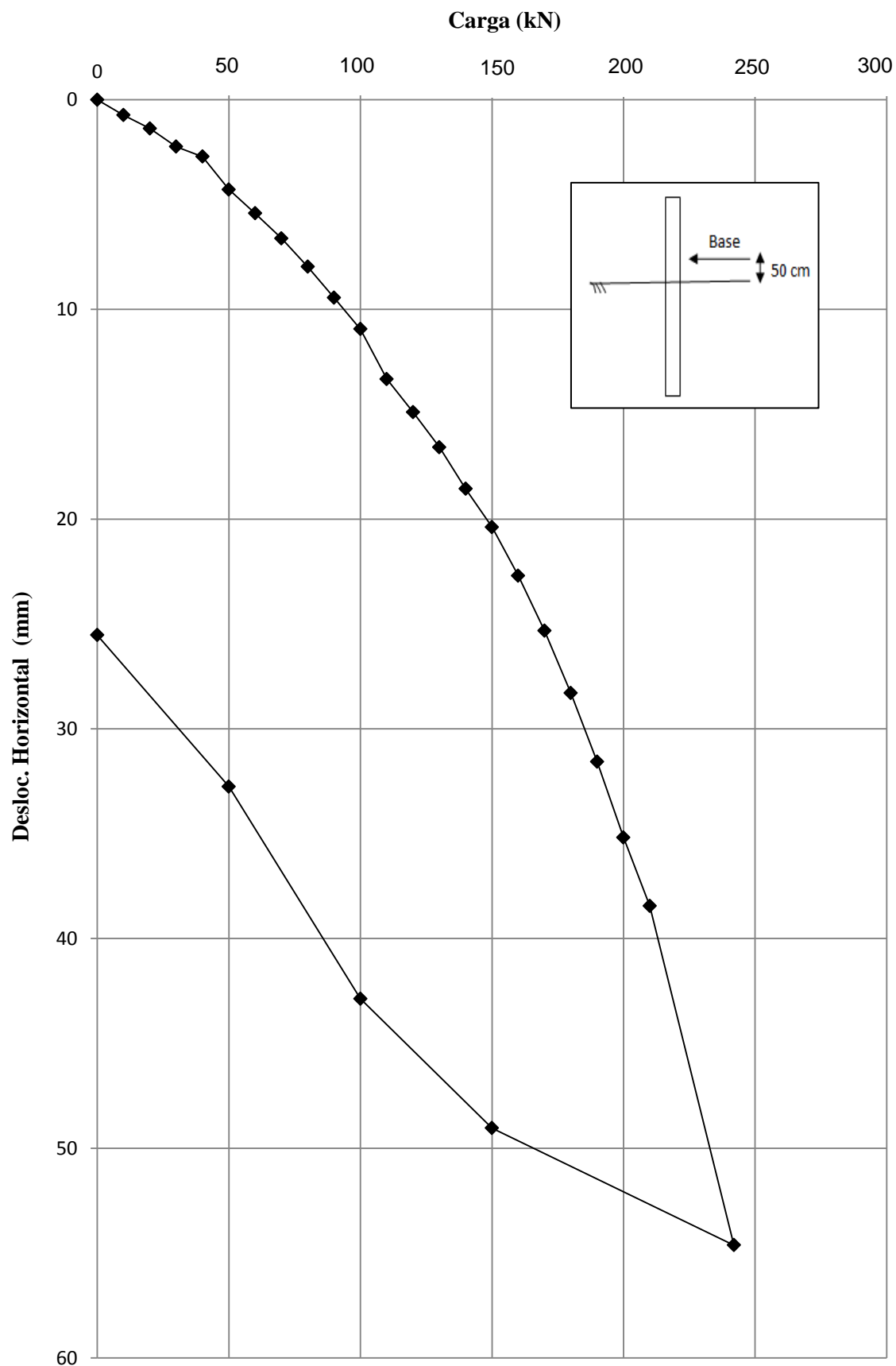
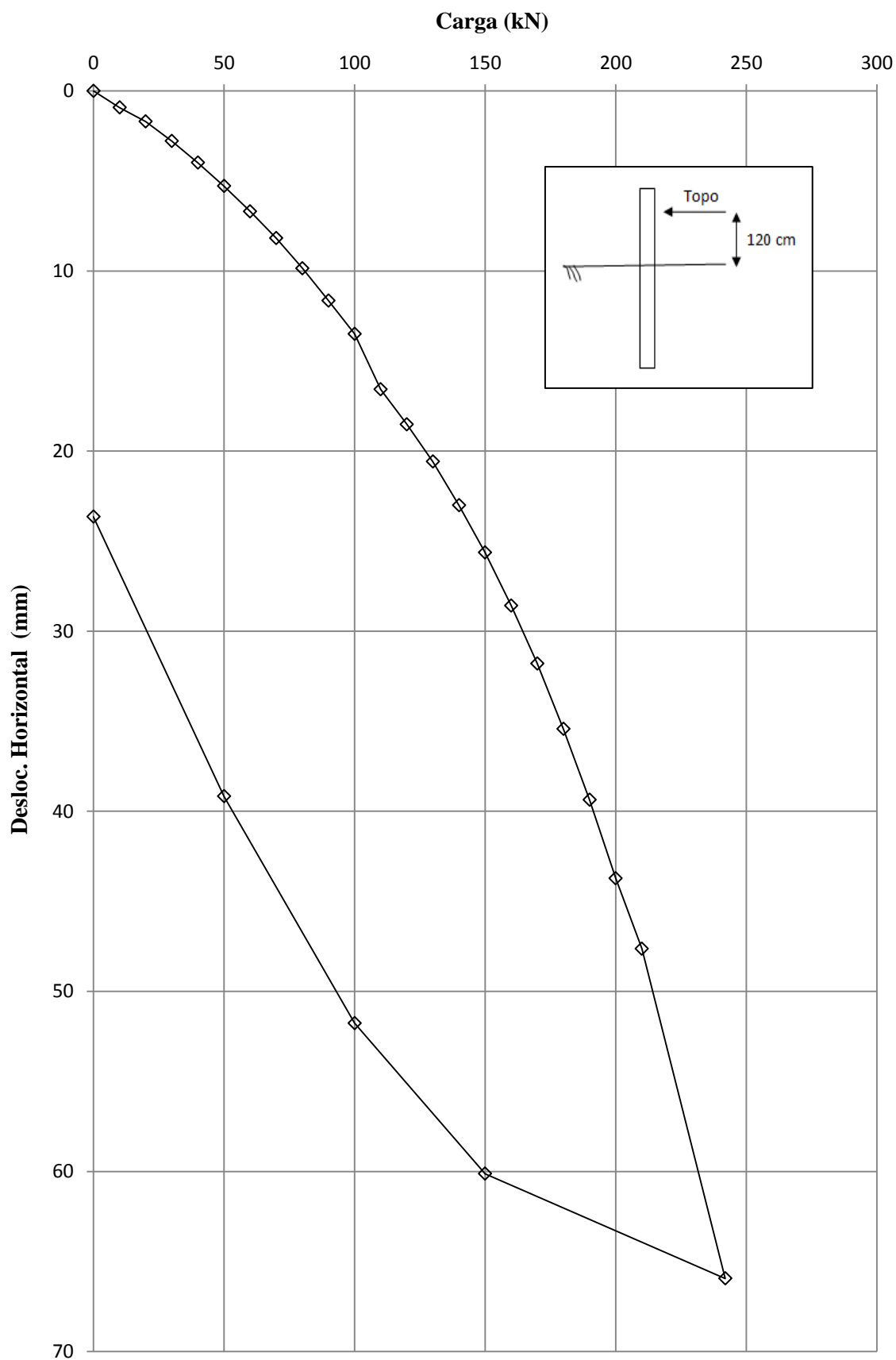


Figura 4.4 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “base”.



**Figura 4.5 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “topo”.**

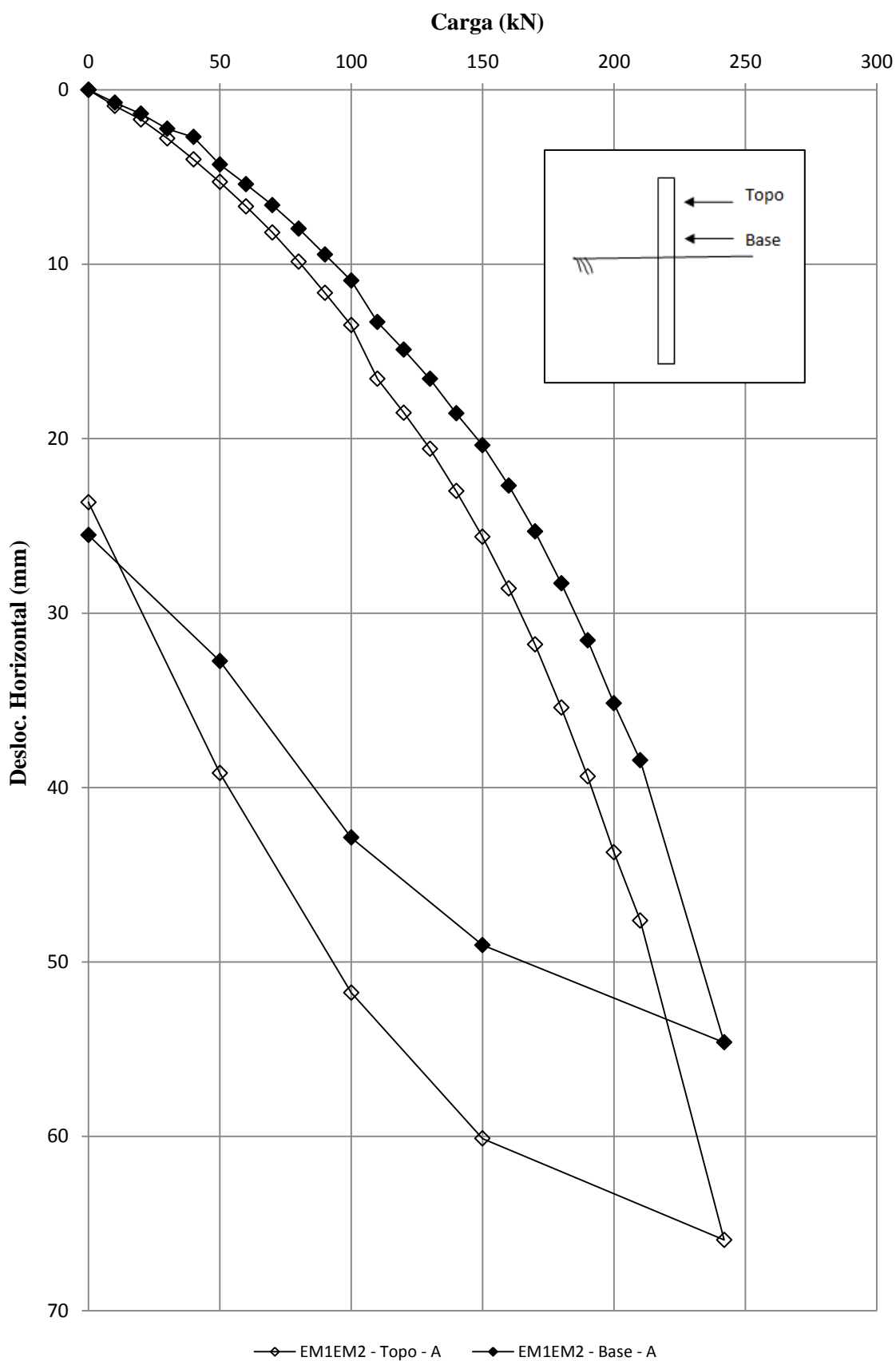


Figura 4.6 – Curvas carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região A, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo”.

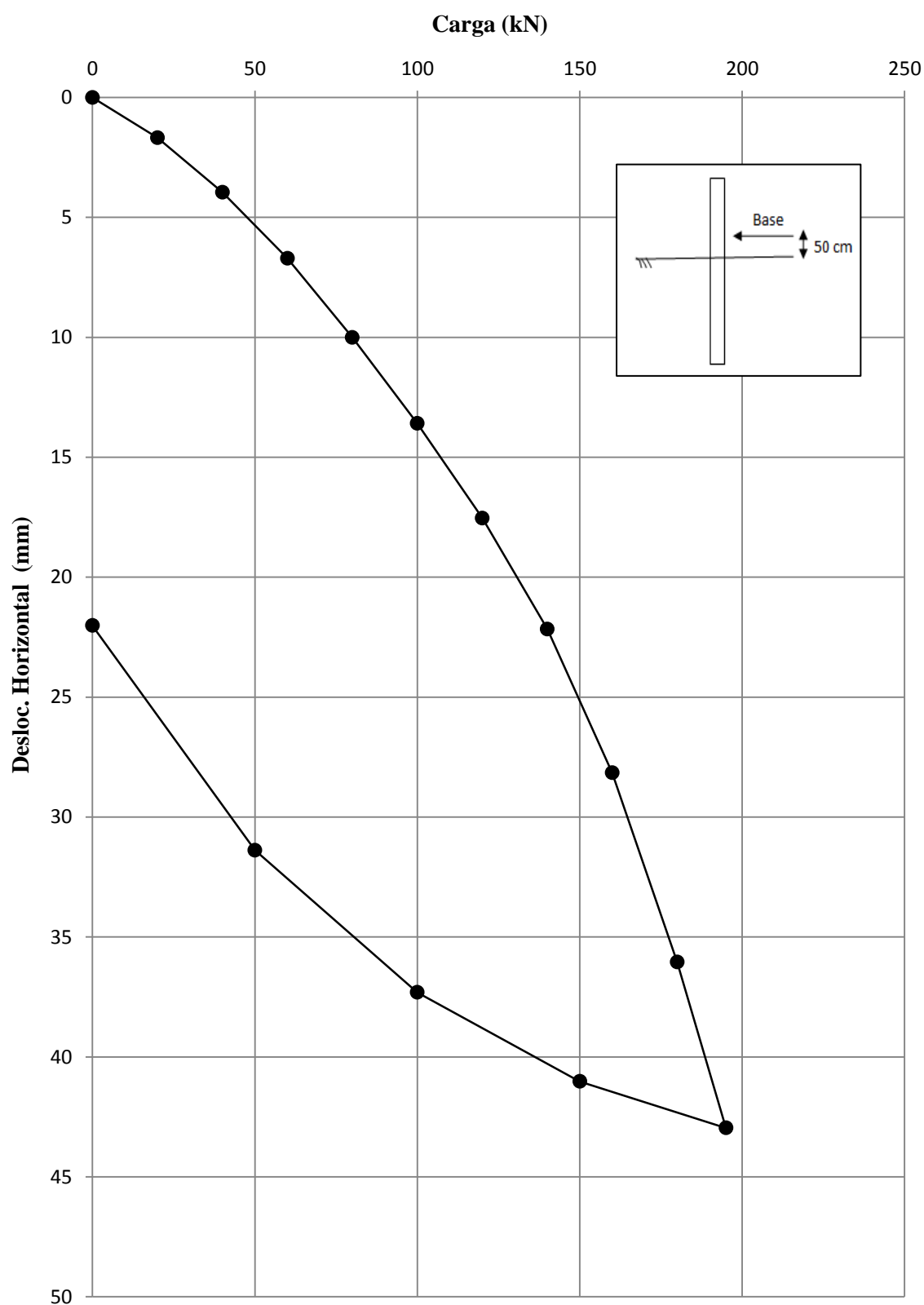
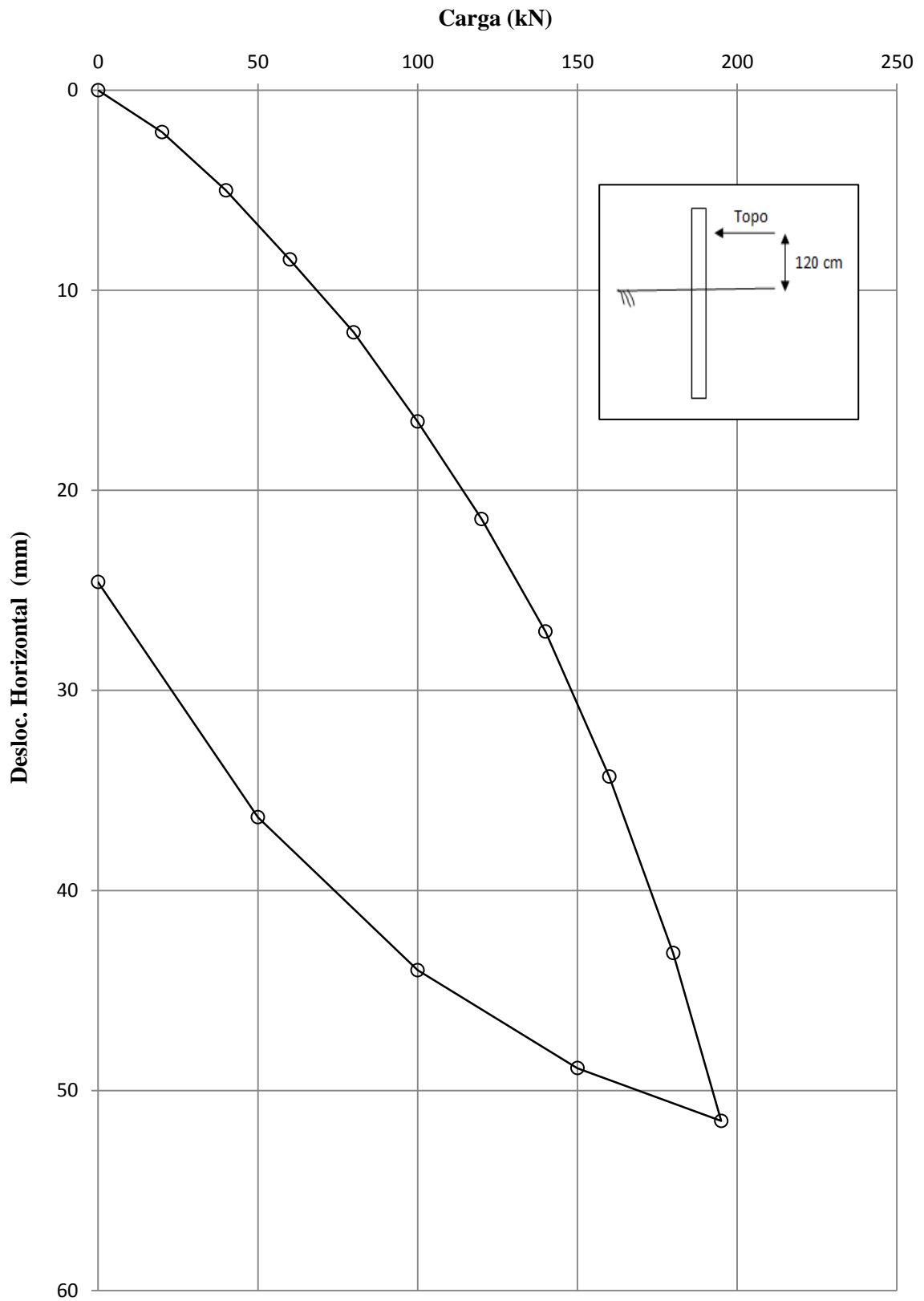
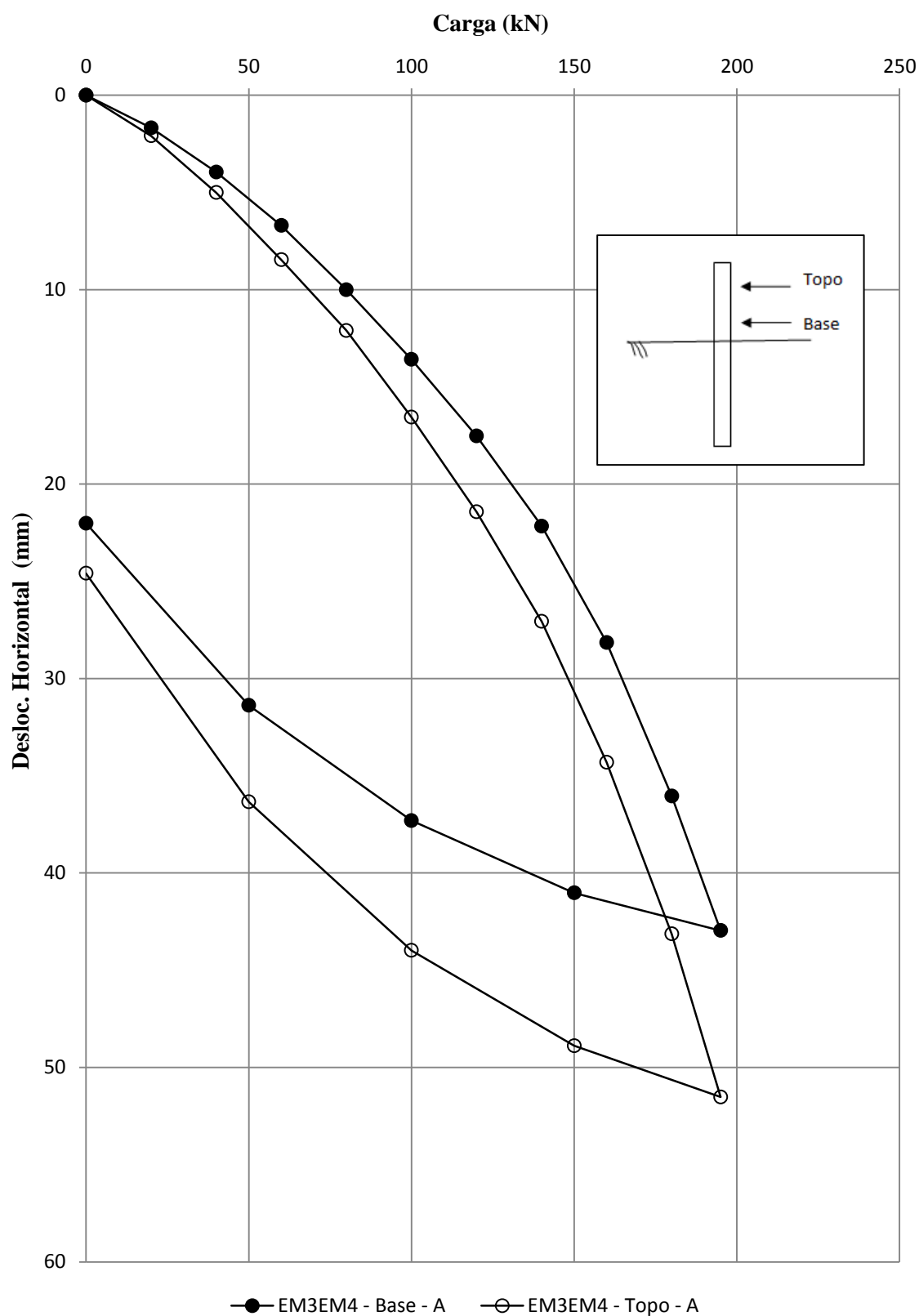


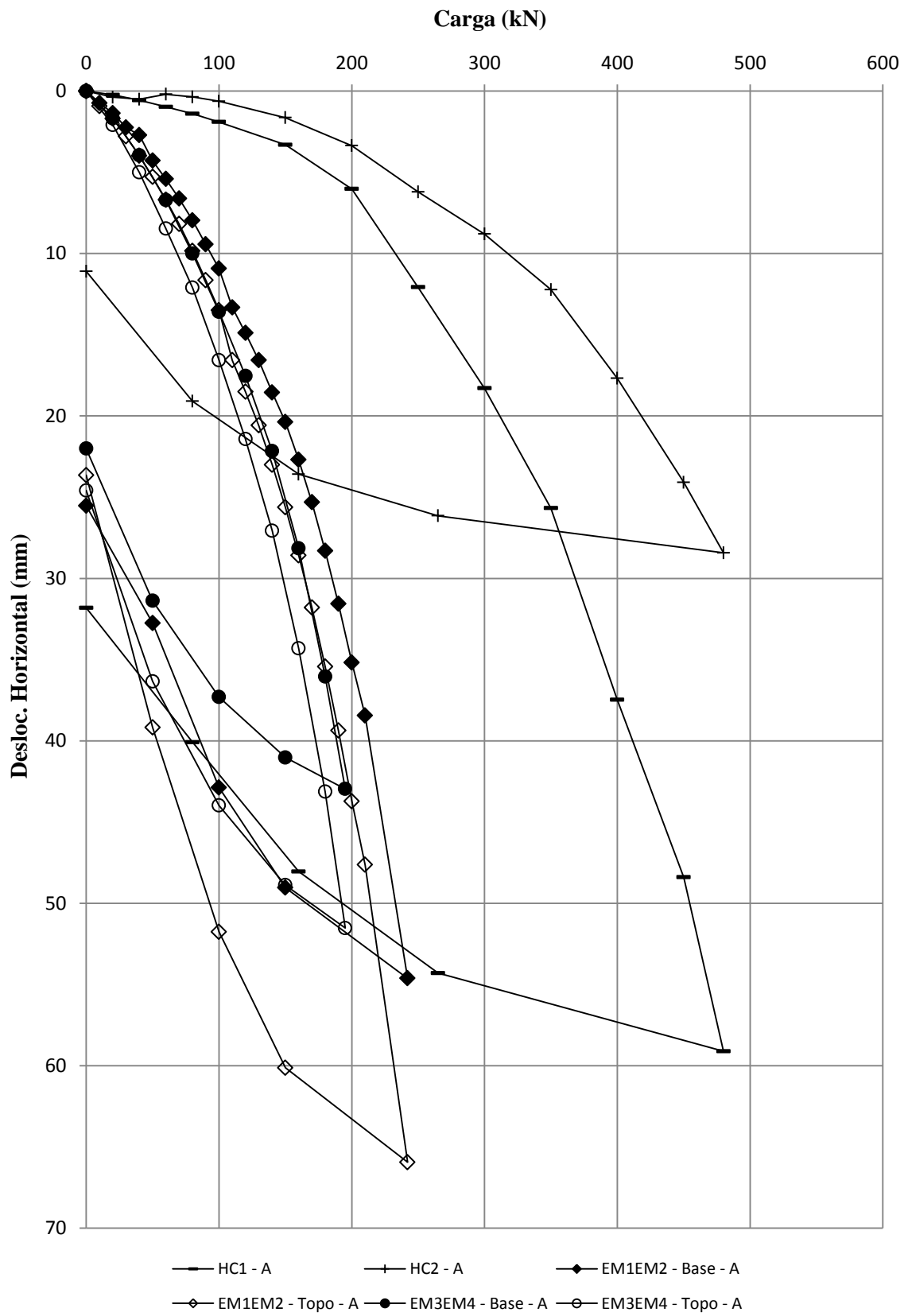
Figura 4.7 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “base”.



**Figura 4.8 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região A, com deslocamentos medidos na posição “topo”.**



**Figura 4.9 – Curvas carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região A, com deslocamentos horizontais medidos nas posições “base” e “topo”.**



**Figura 4.10 – Curvas carga x deslocamento horizontal médio das estacas hélice contínua e metálica na Região A.**

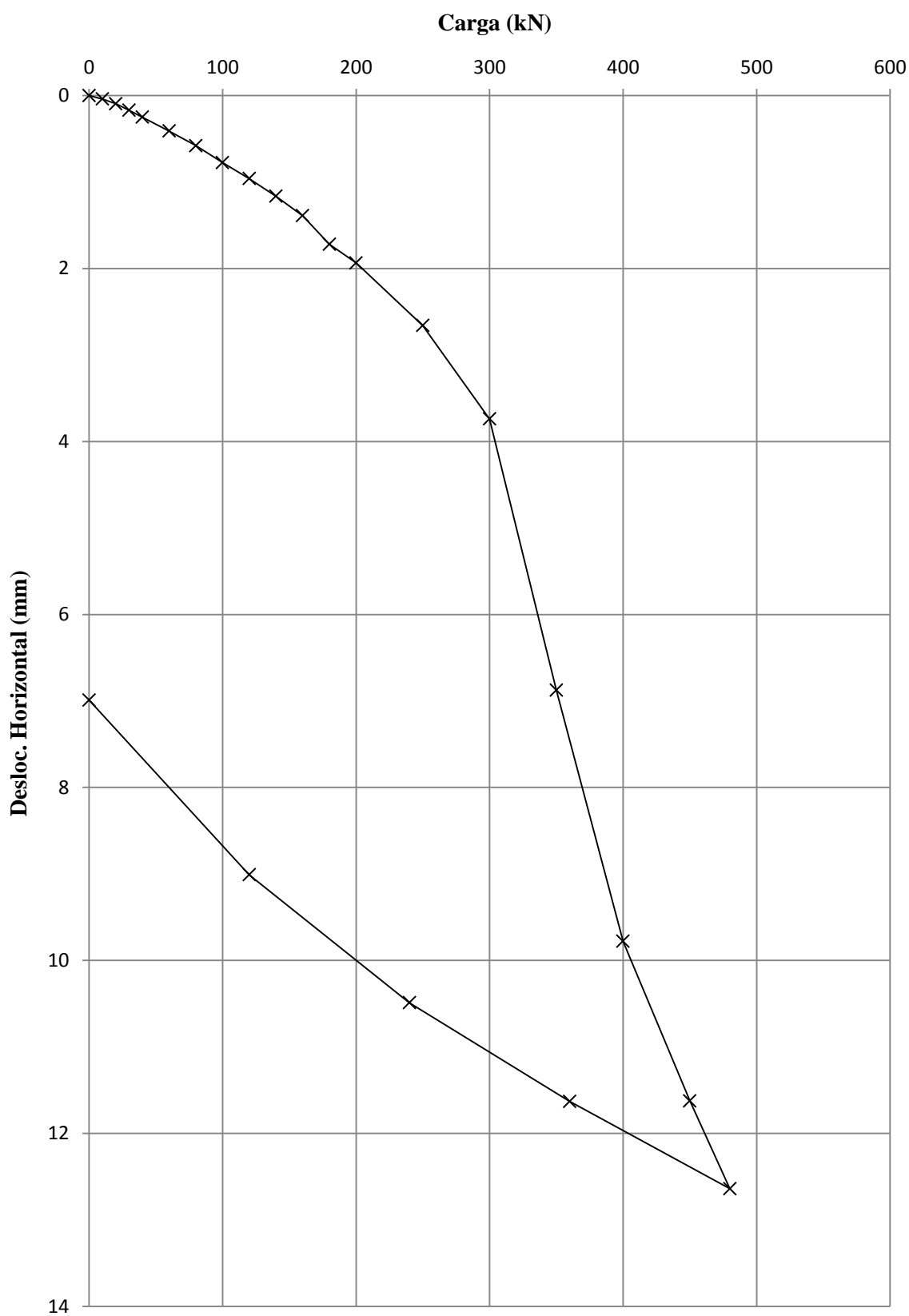


Figura 4.11 – Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-1 na Região B.

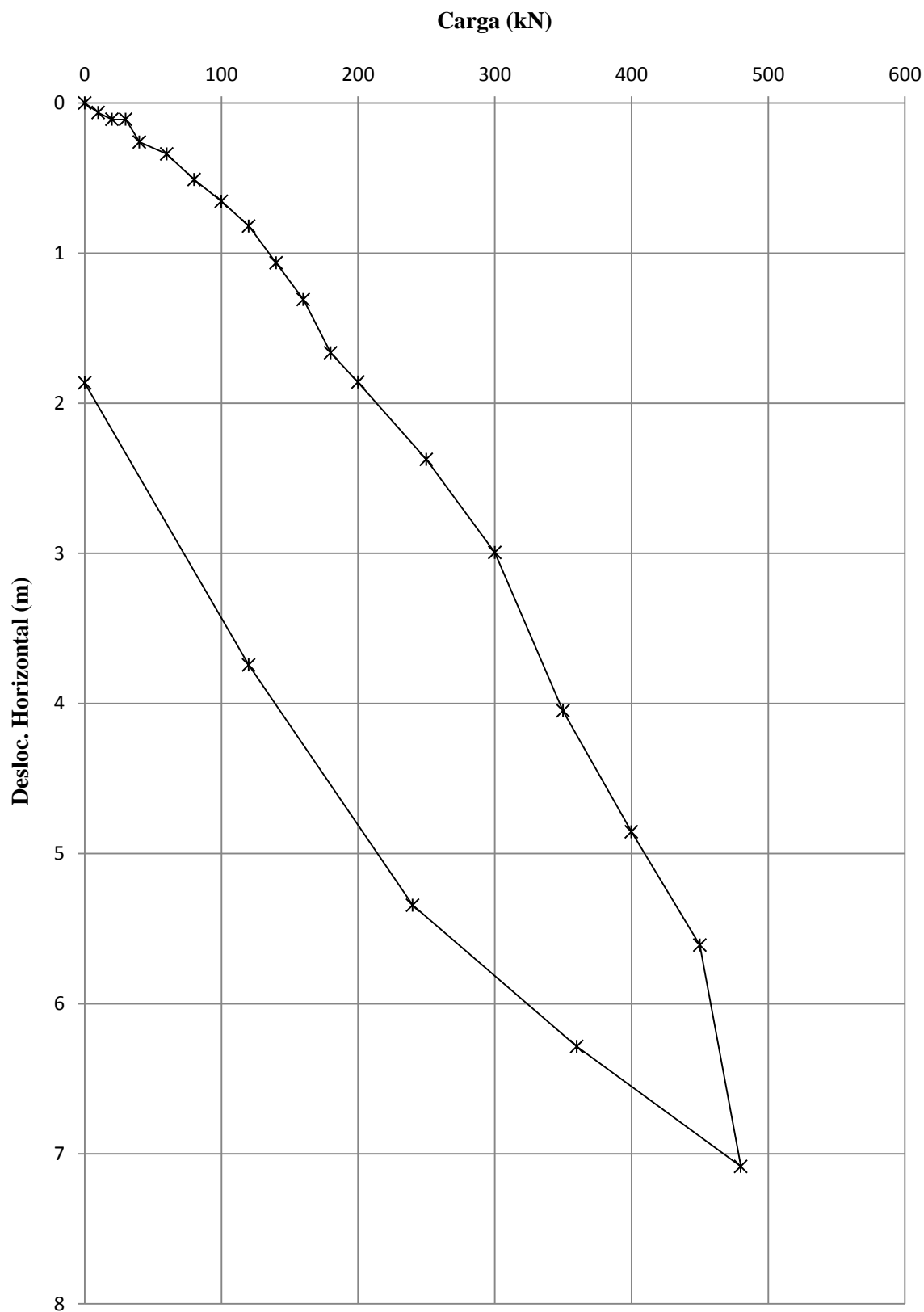
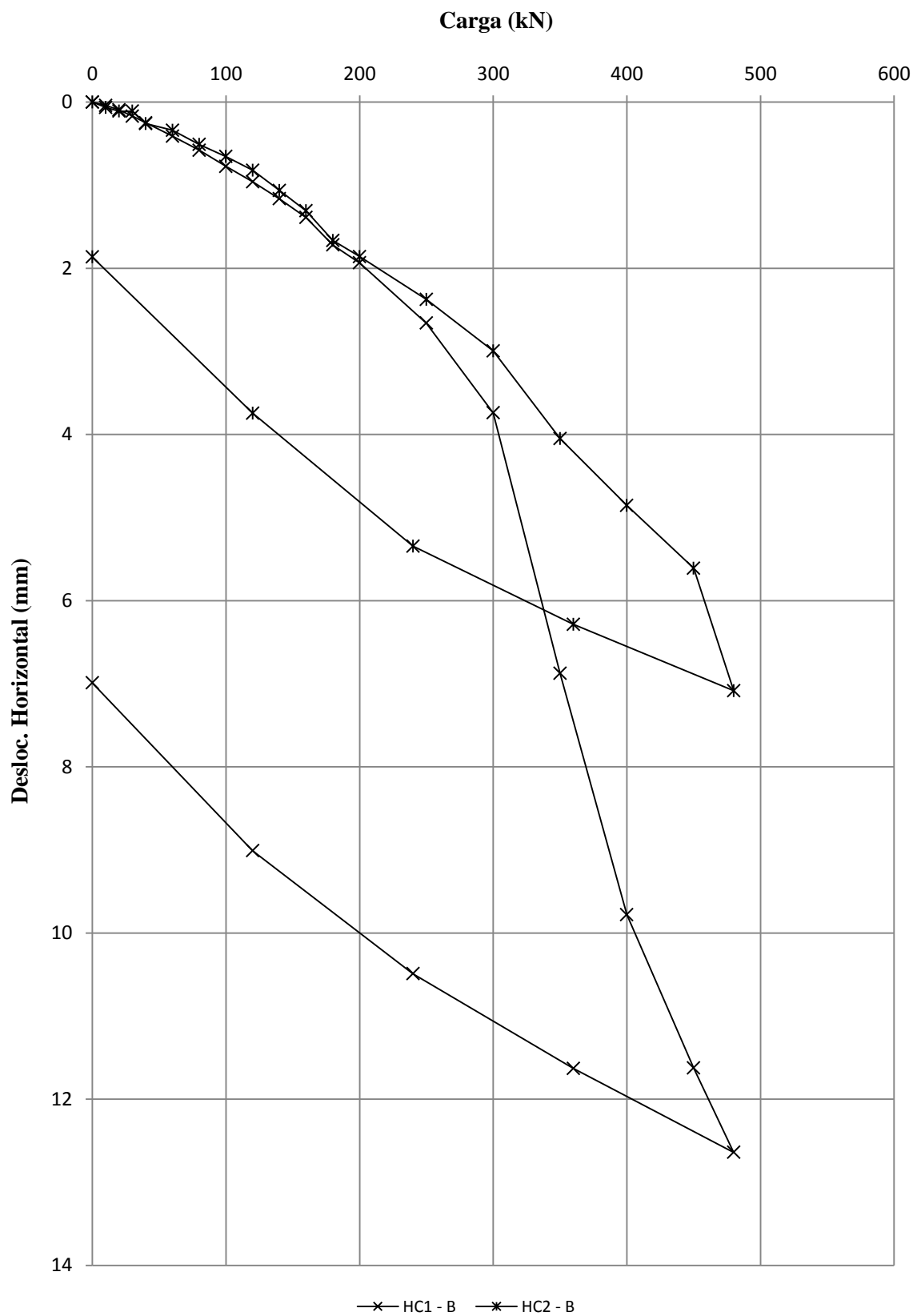


Figura 4.12 – Curva carga x deslocamento horizontal da estaca hélice contínua HC-2 na Região B.



**Figura 4.13 – Comparação entre as curvas carga x deslocamento horizontal das estacas hélice contínua HC-1 e HC-2 na Região B.**

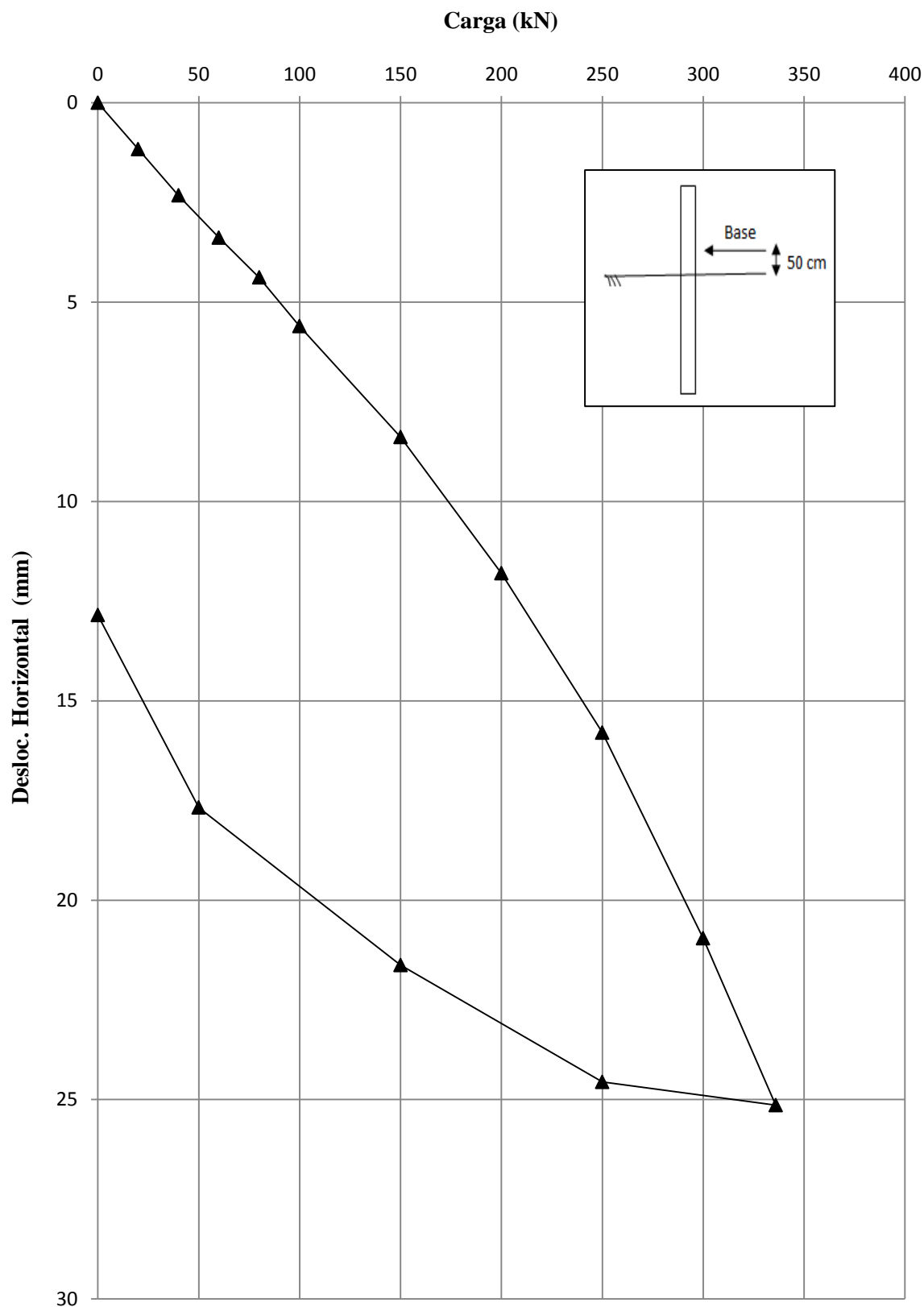
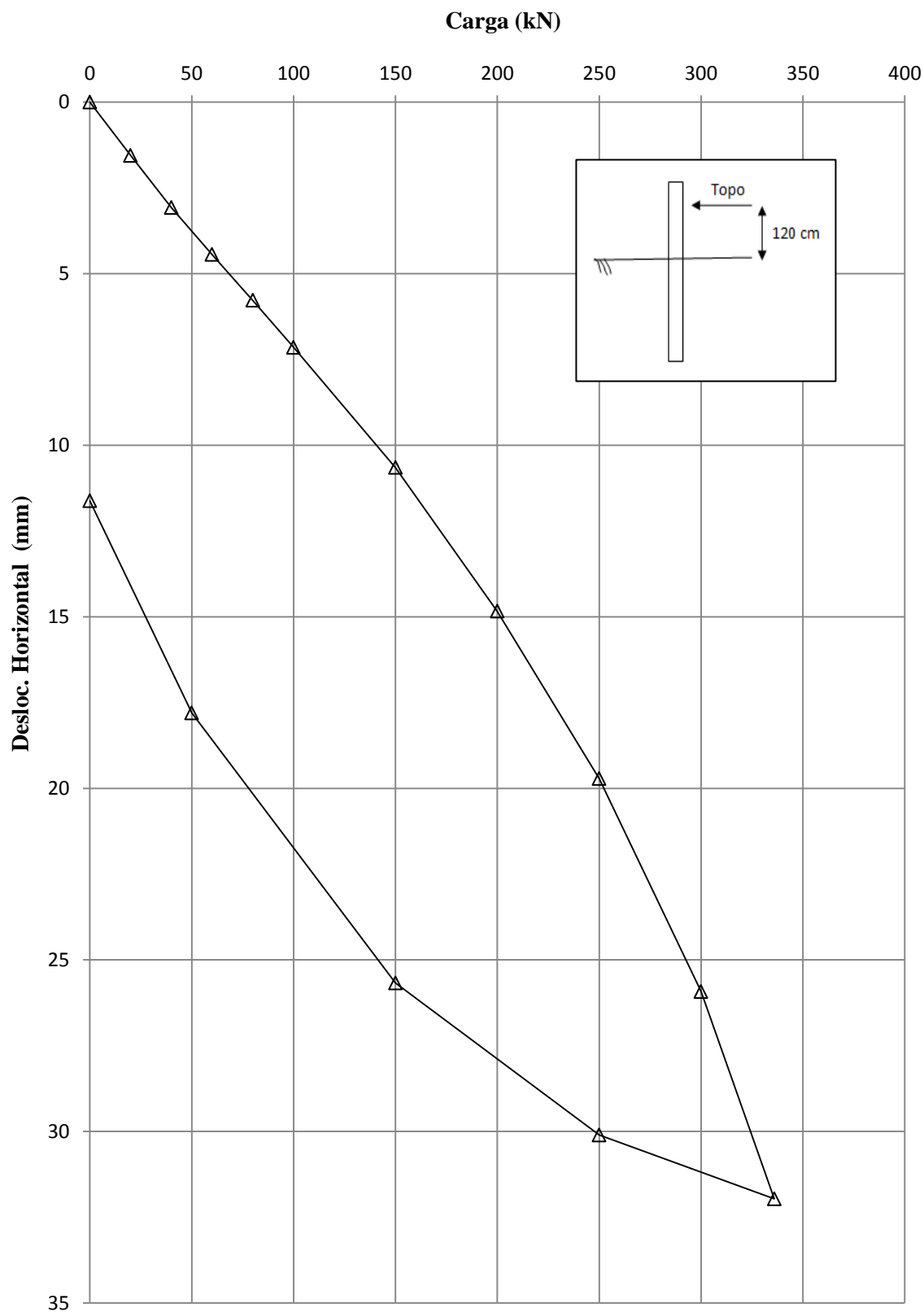


Figura 4.14 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “base”.



**Figura 4.15 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “topo”.**

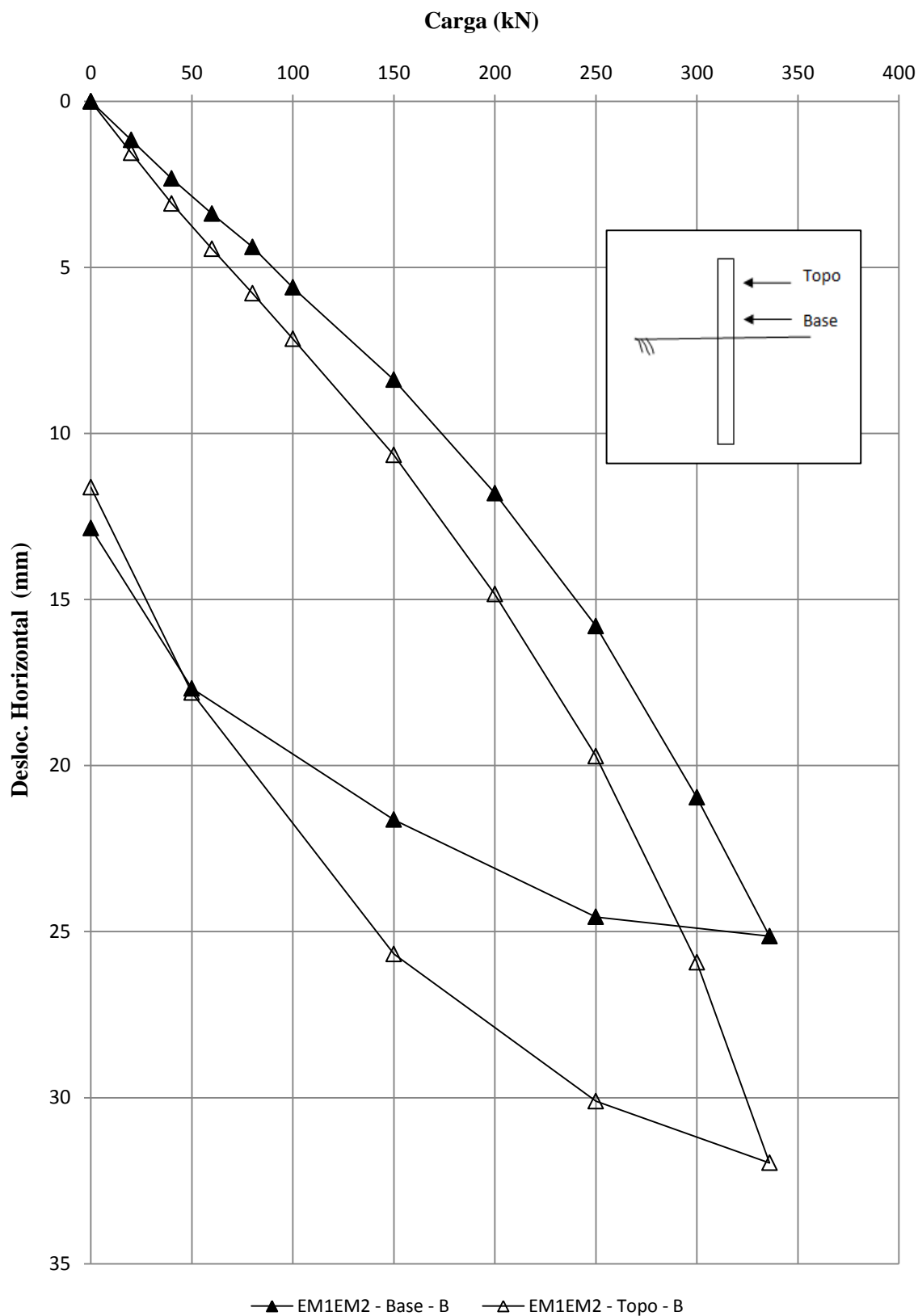
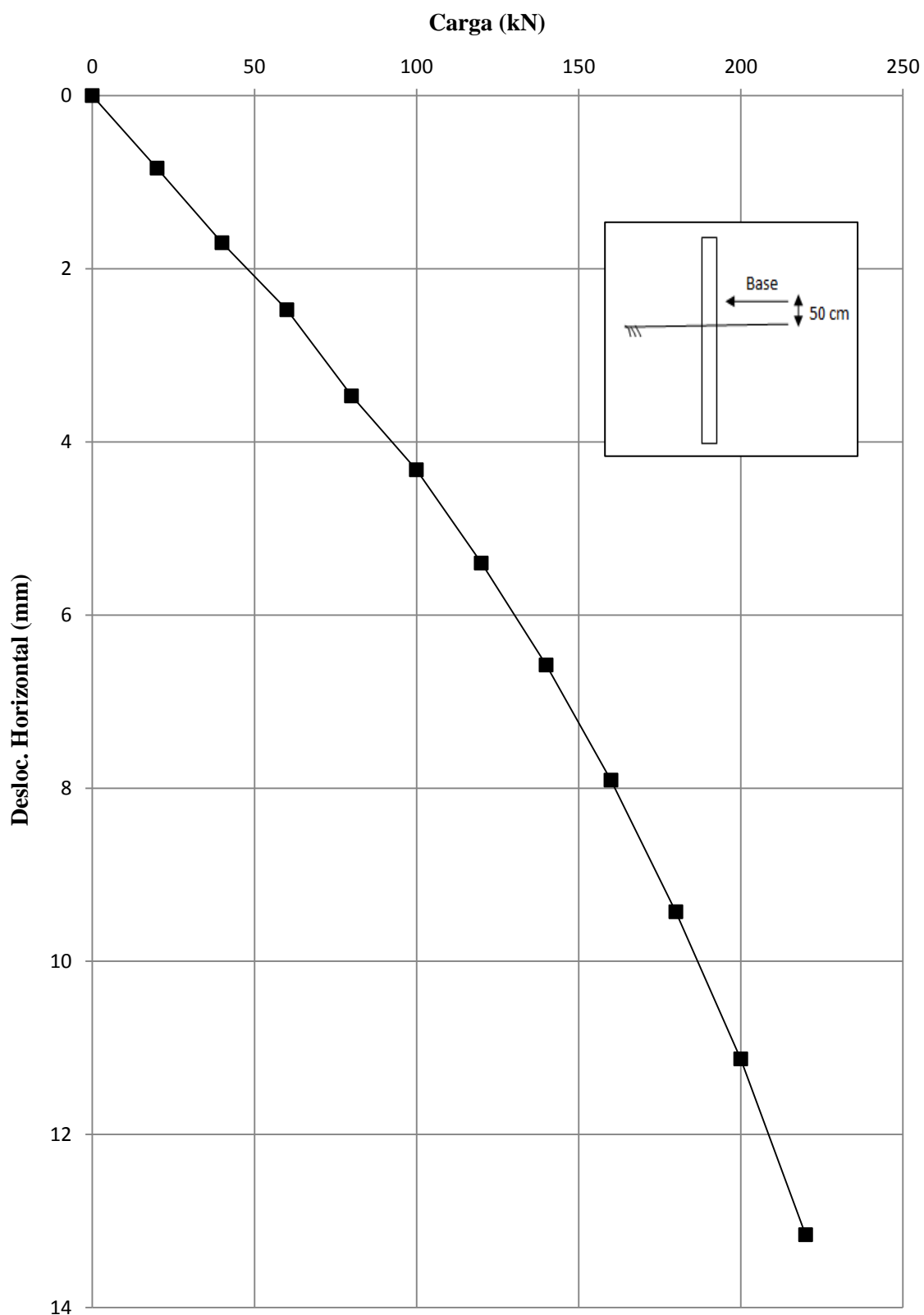


Figura 4.16 – Curvas carga x deslocamento horizontal das estacas metálicas EM1 e EM2 na Região B, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo”.



**Figura 4.17 – Curva carga x deslocamento horizontal média das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “base”.**

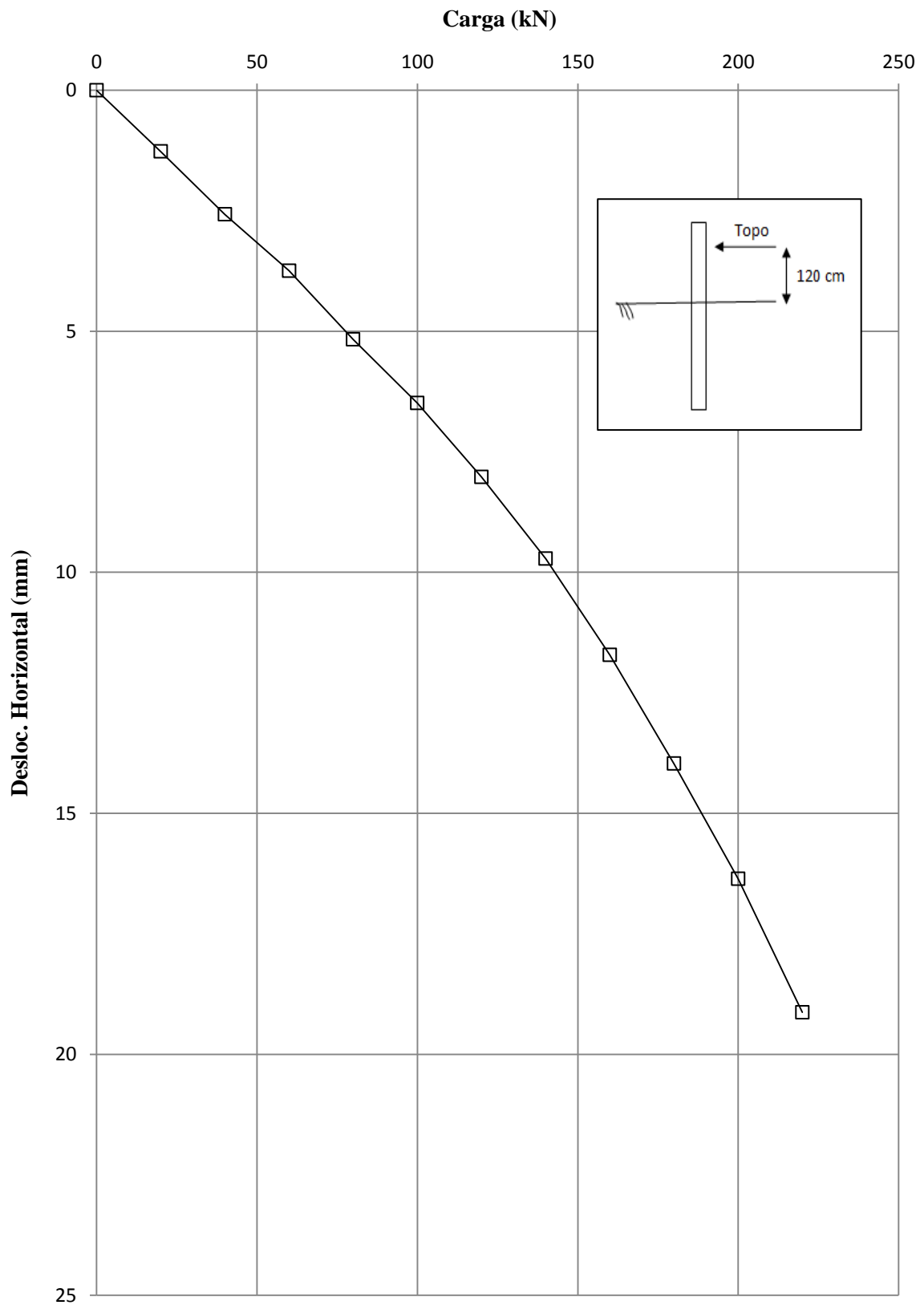


Figura 4.18 – Curva carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região B, com deslocamentos medidos na posição “topo”.

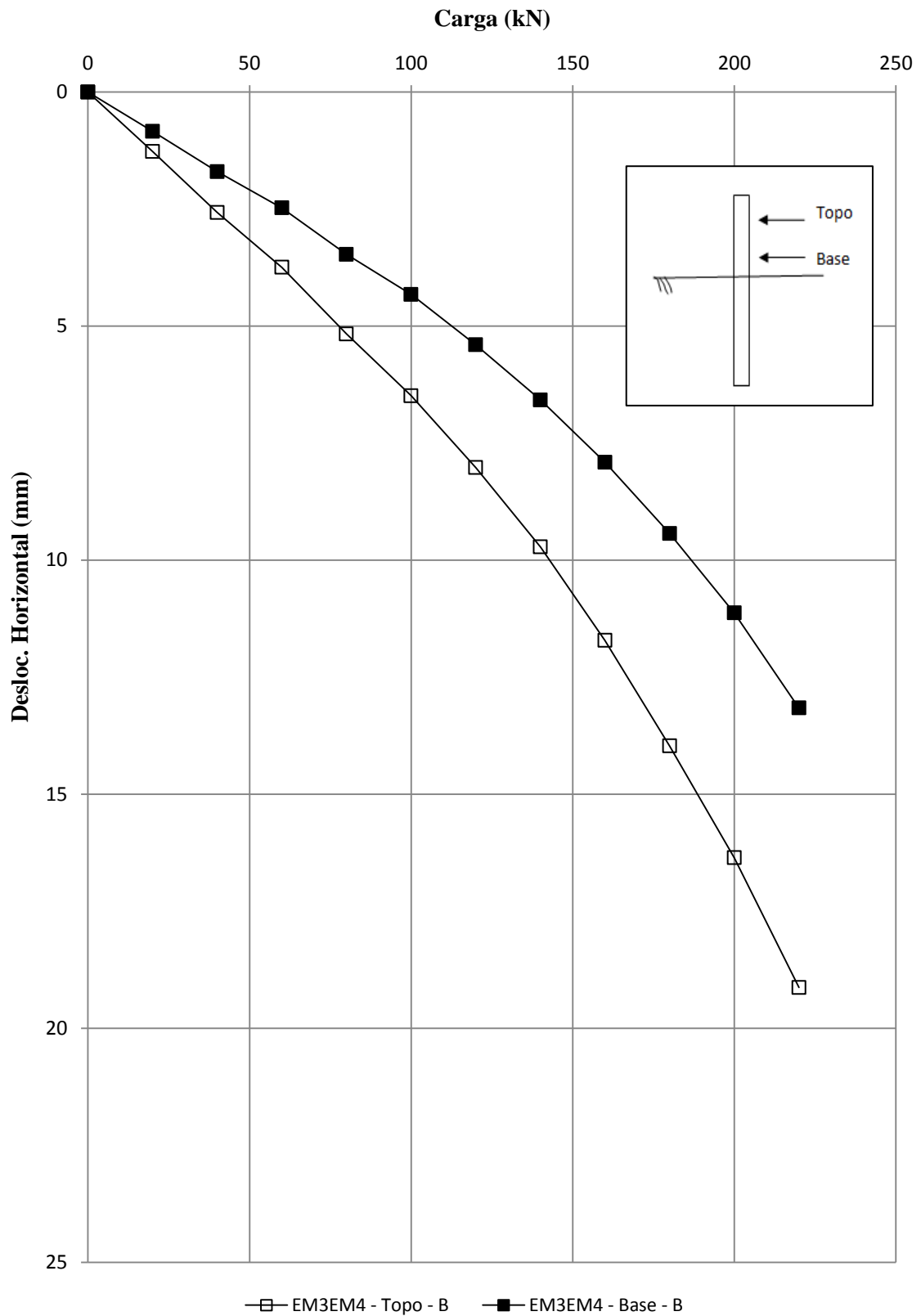
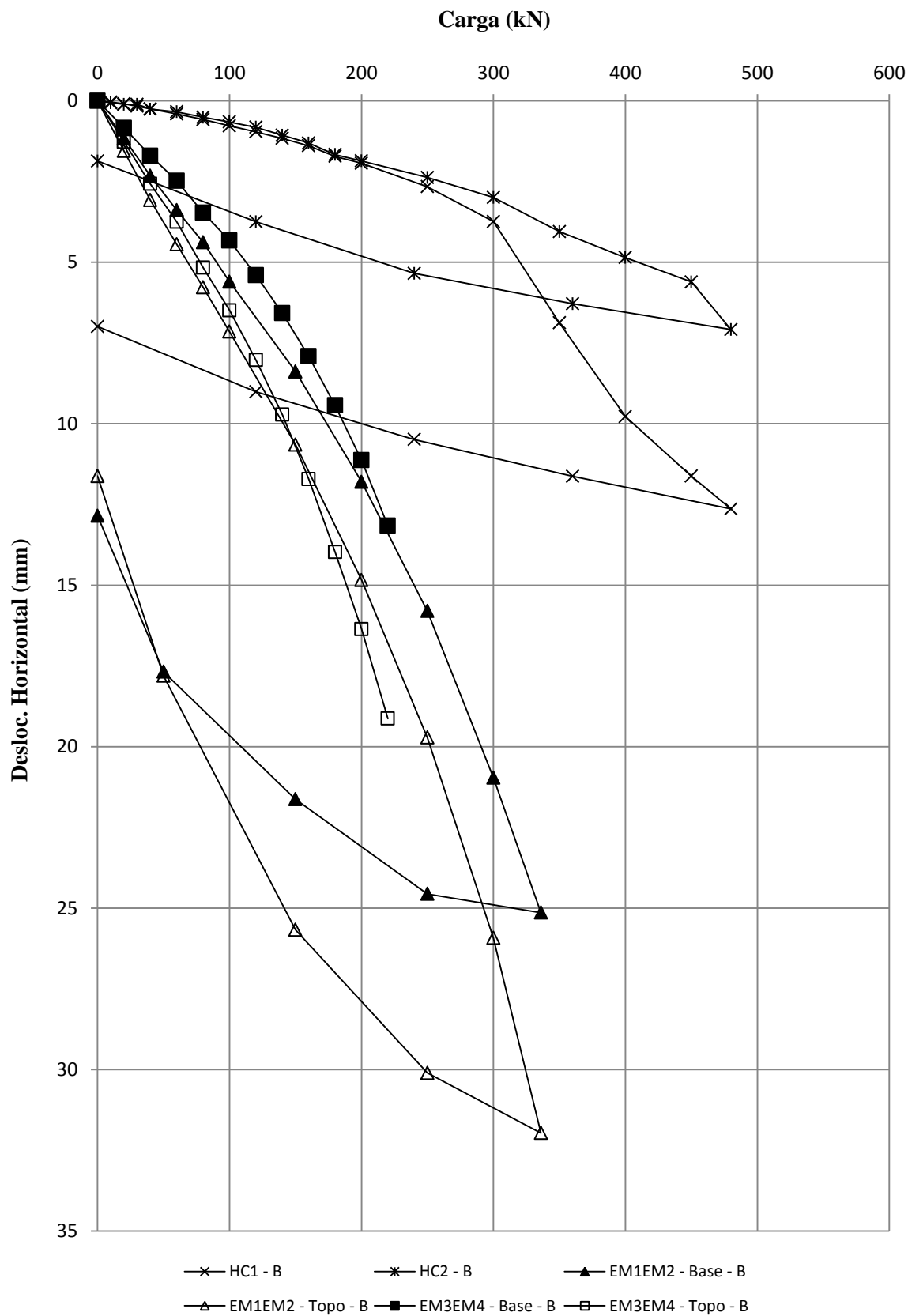


Figura 4.19 – Curvas carga x deslocamento horizontal médio das estacas metálicas EM3 e EM4 na Região B, com deslocamentos medidos nas posições “base” e “topo”.



**Figura 4.20 – Curvas carga x deslocamento horizontal das estacas hélice contínua e metálica na Região B.**

Apresenta-se, na Tabela 4.1, o deslocamento horizontal máximo ( $y_{\text{máx}}$ ) juntamente com a respectiva carga máxima alcançada ( $P_{\text{máx}}$ ) nas provas de carga horizontal.

Tabela 4.1 – Resumo das provas de carga horizontal das Regiões A e B.

<b>Região</b>	<b>Estaca</b>	<b><math>P_{\text{máx.}}</math> (kN)</b>	<b><math>y_{\text{máx.}}</math> (mm)</b>
A	HC1	480	59,11
	HC2	480	28,43
	EM1 e EM2 – Base	242	54,62
	EM1 e EM2 – Topo	242	65,94
	EM3 e EM4 – Base	195	42,96
	EM3 e EM4 – Topo	195	51,52
B	HC1	480	12,64
	HC2	480	7,09
	EM1 e EM2 – Base	334	25,14
	EM1 e EM2 – Topo	334	31,96
	EM3 e EM4 – Base	220	13,16
	EM3 e EM4 – Topo	220	19,13

A variação do coeficiente de reação horizontal ( $n_h$ ) em função do deslocamento horizontal ( $y_0$ ) é apresentada nas Figuras 4.21 a 4.28. As curvas foram traçadas a partir das Equações 2.28 a 2.36, propostas por Matlock e Reese (1961). Os detalhes sobre a determinação de  $n_h$  são abordados no Capítulo 5, item 5.3.1. Para as estacas metálicas, estas curvas foram obtidas apenas para as leituras dos relógios comparadores “base”.

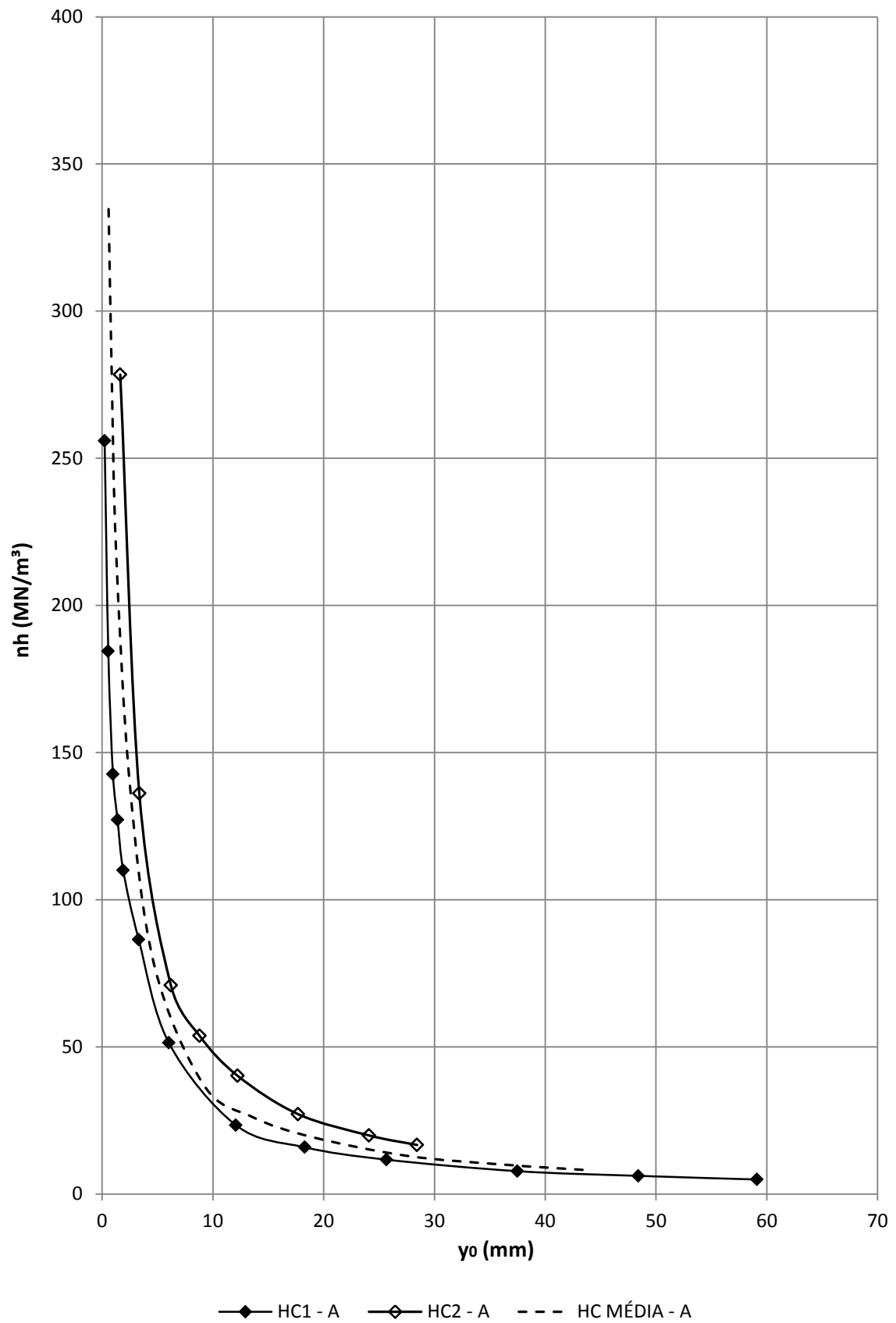


Figura 4.21 – Curvas  $y_0$  versus  $nh$  das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-MÉDIA da Região A.

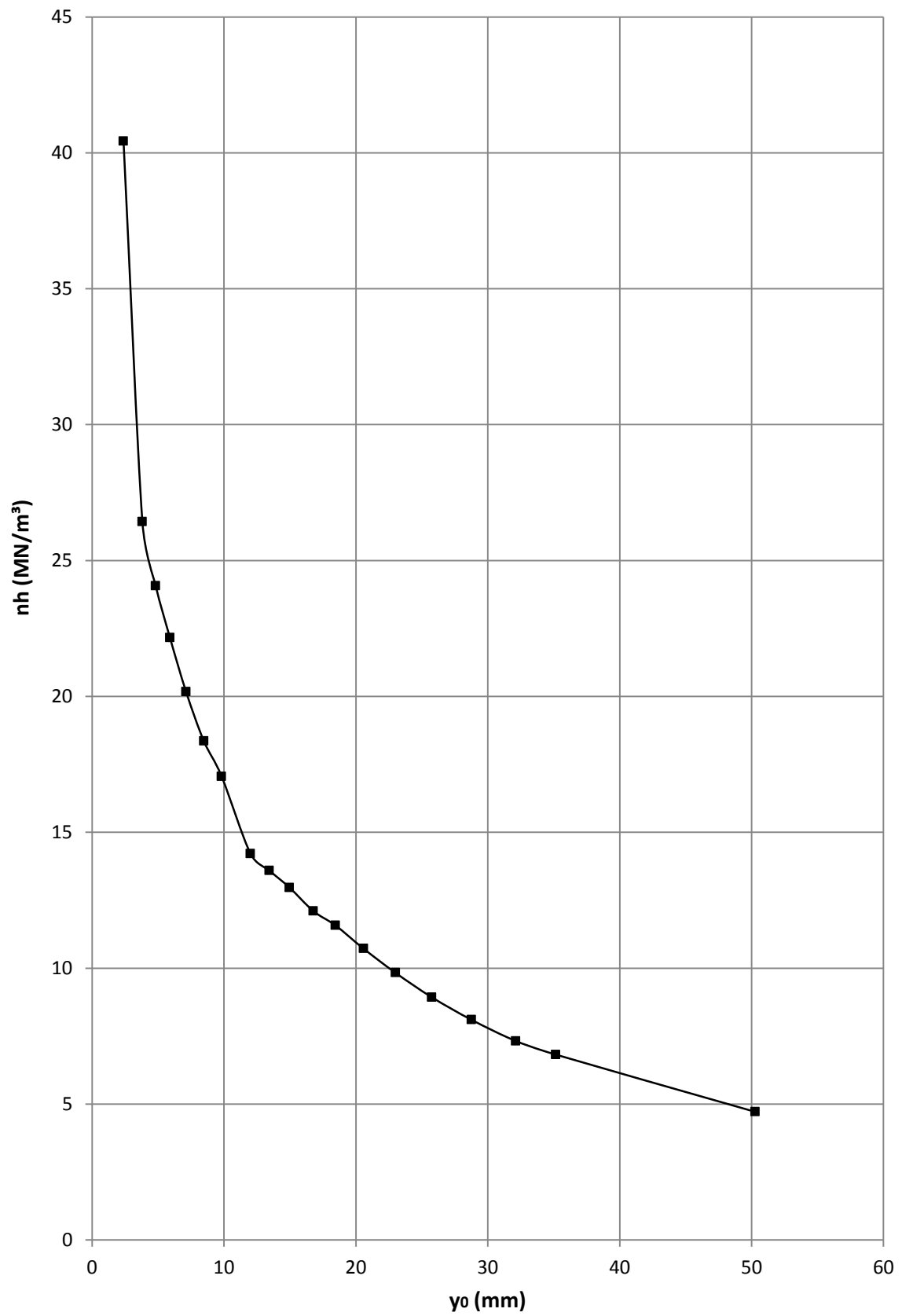
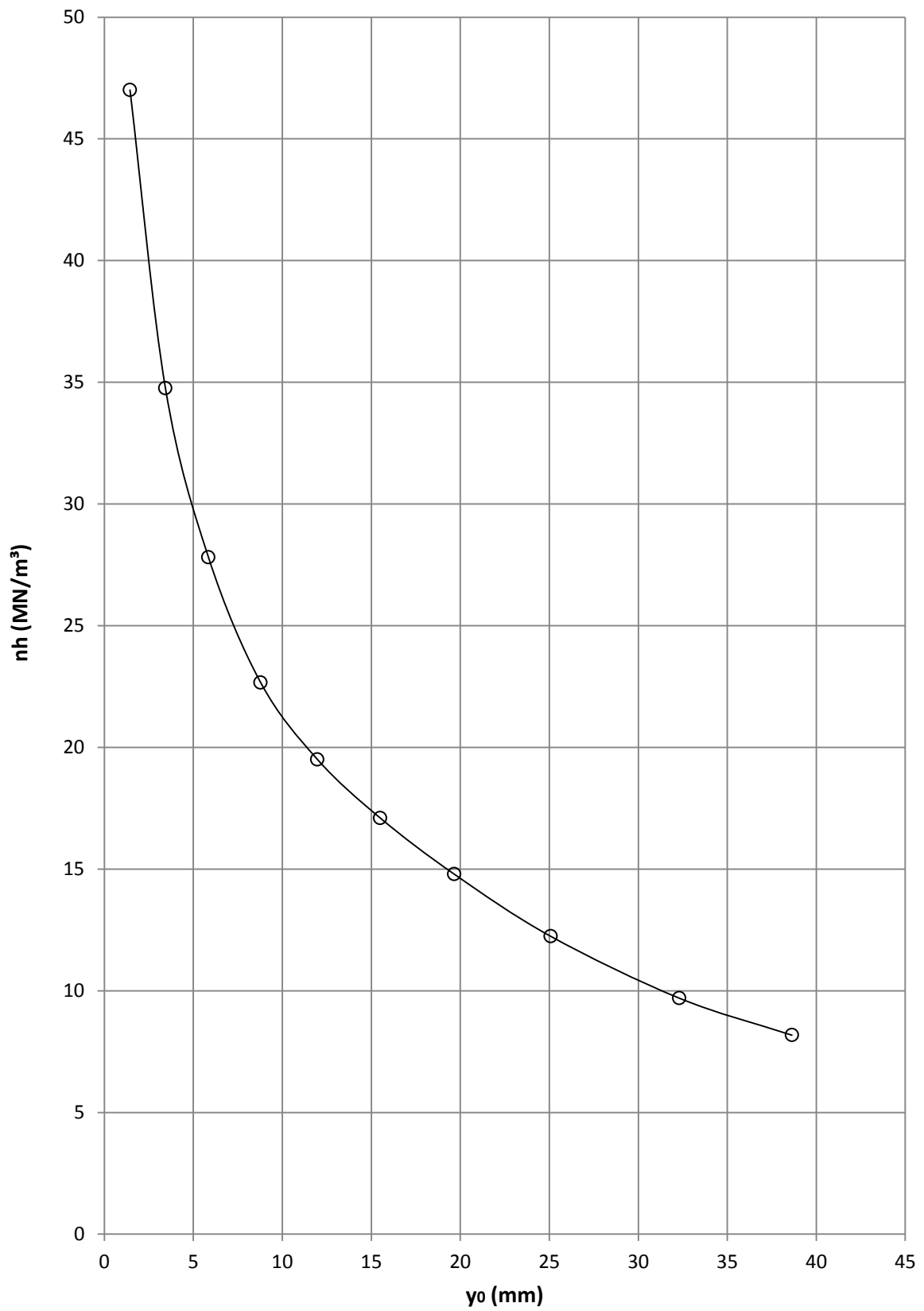


Figura 4.22 – Curvas  $y_0$  versus  $nh$  das estacas metálicas EM1 e EM2 da Região A, com deslocamentos medidos na posição “base”.



**Figura 4.23 – Curvas  $y_0$  versus  $nh$  das estacas metálicas EM3 e EM4 da Região A, com deslocamentos medidos na posição “base”.**

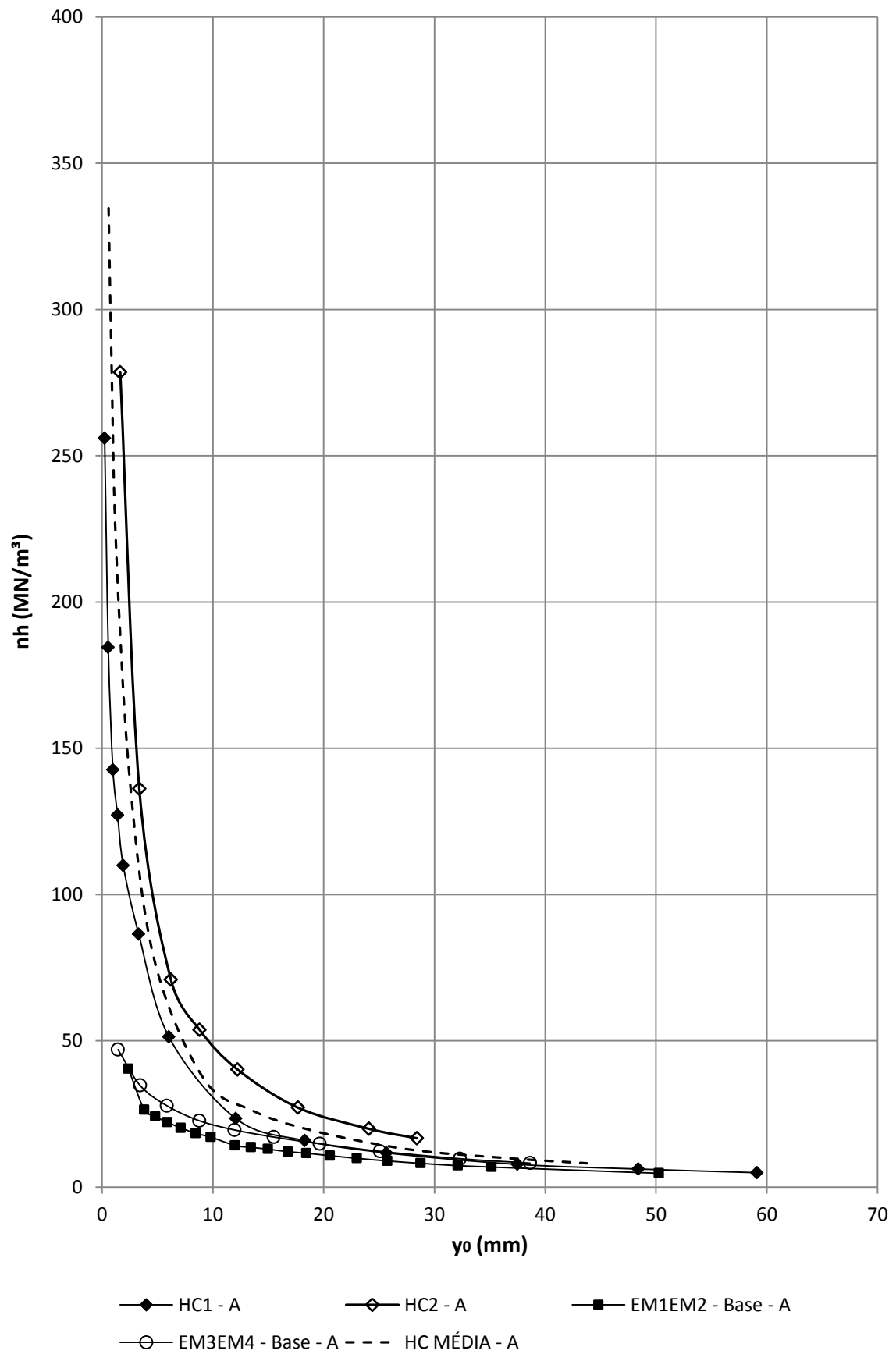
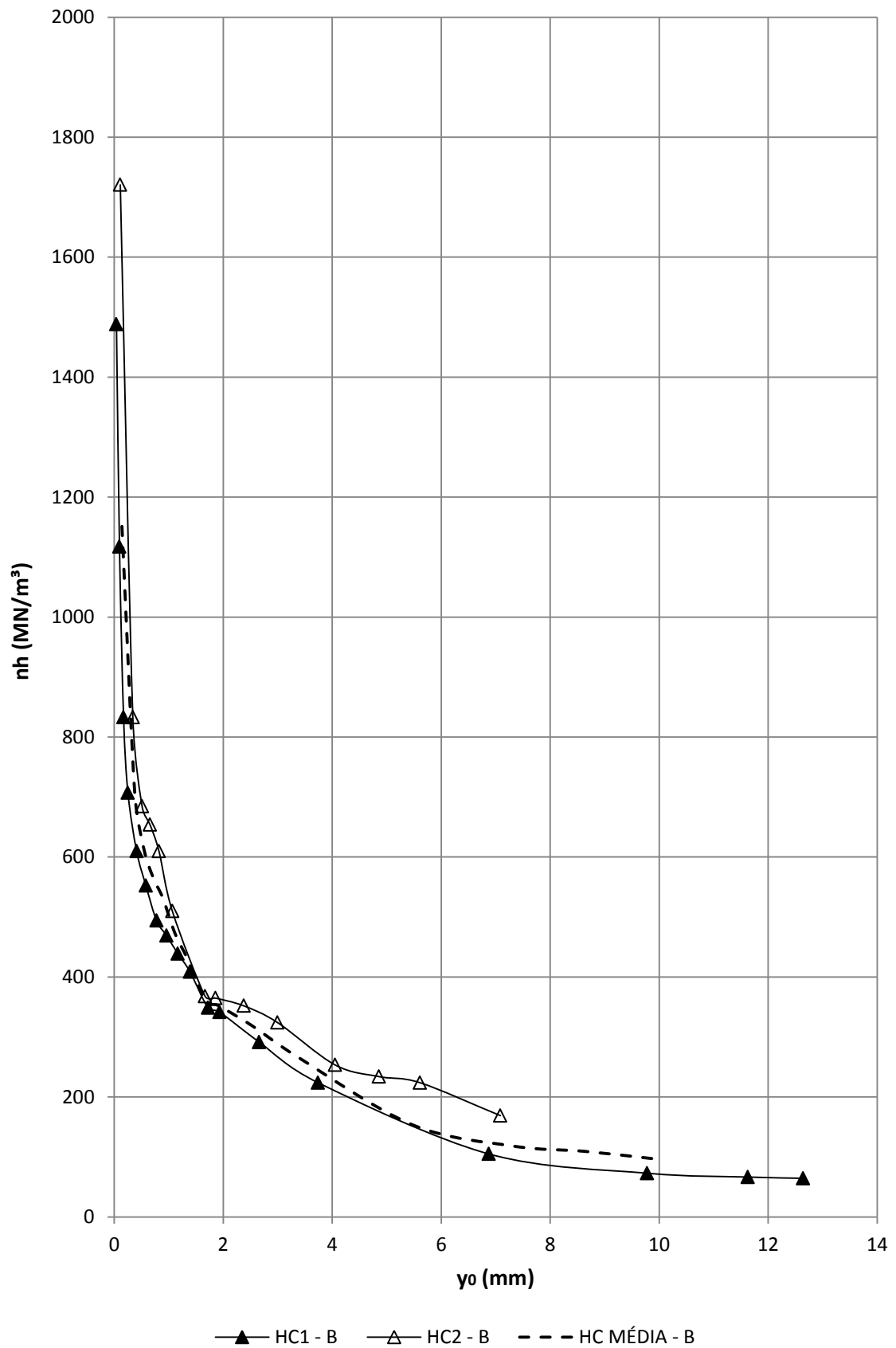
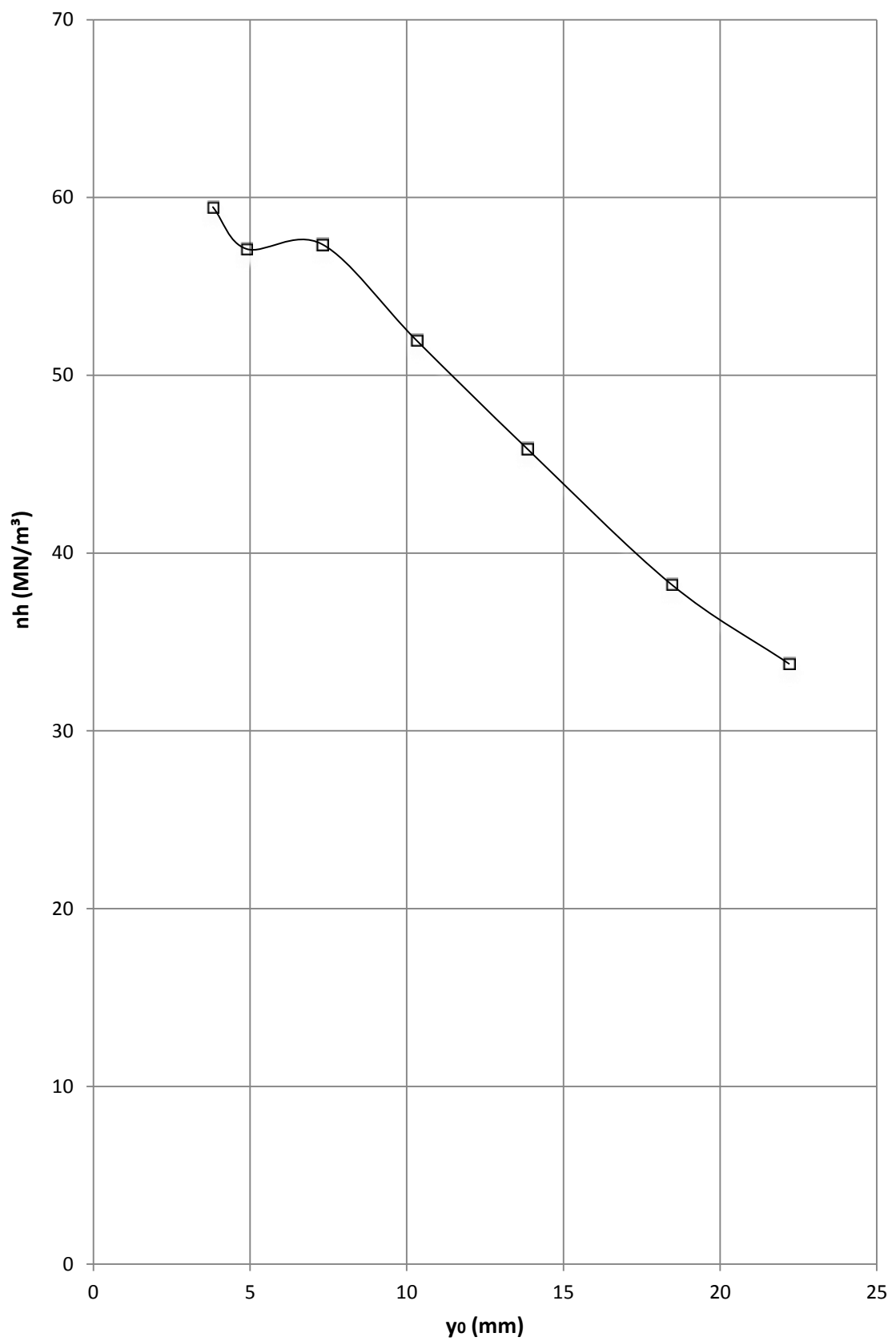


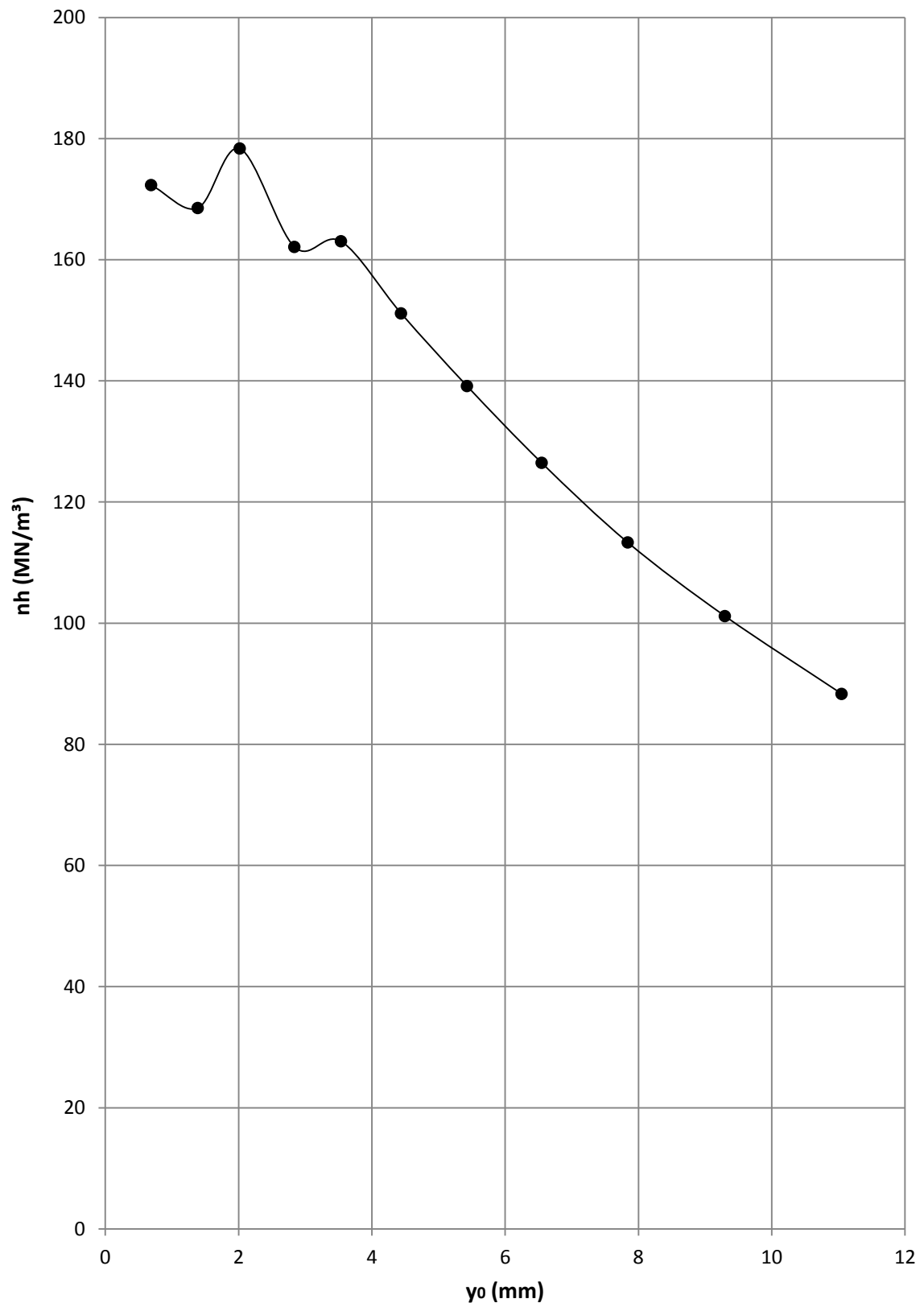
Figura 4.24 – Curvas  $y_0$  versus  $nh$  das estacas hélice contínua e metálicas na Região A.



**Figura 4.25 – Curvas  $yo$  versus  $nh$  das estacas hélice contínua HC-1, HC-2 e HC-MÉDIA da Região B.**



**Figura 4.26 – Curva  $y_0$  versus  $n_h$  das estacas metálicas EM1 e EM2 da Região B, com deslocamentos medidos na posição “base”.**



**Figura 4.27 – Curva  $y_0$  versus  $nh$  das estacas metálicas EM3 e EM4 da Região B, com deslocamentos medidos na posição “base”.**

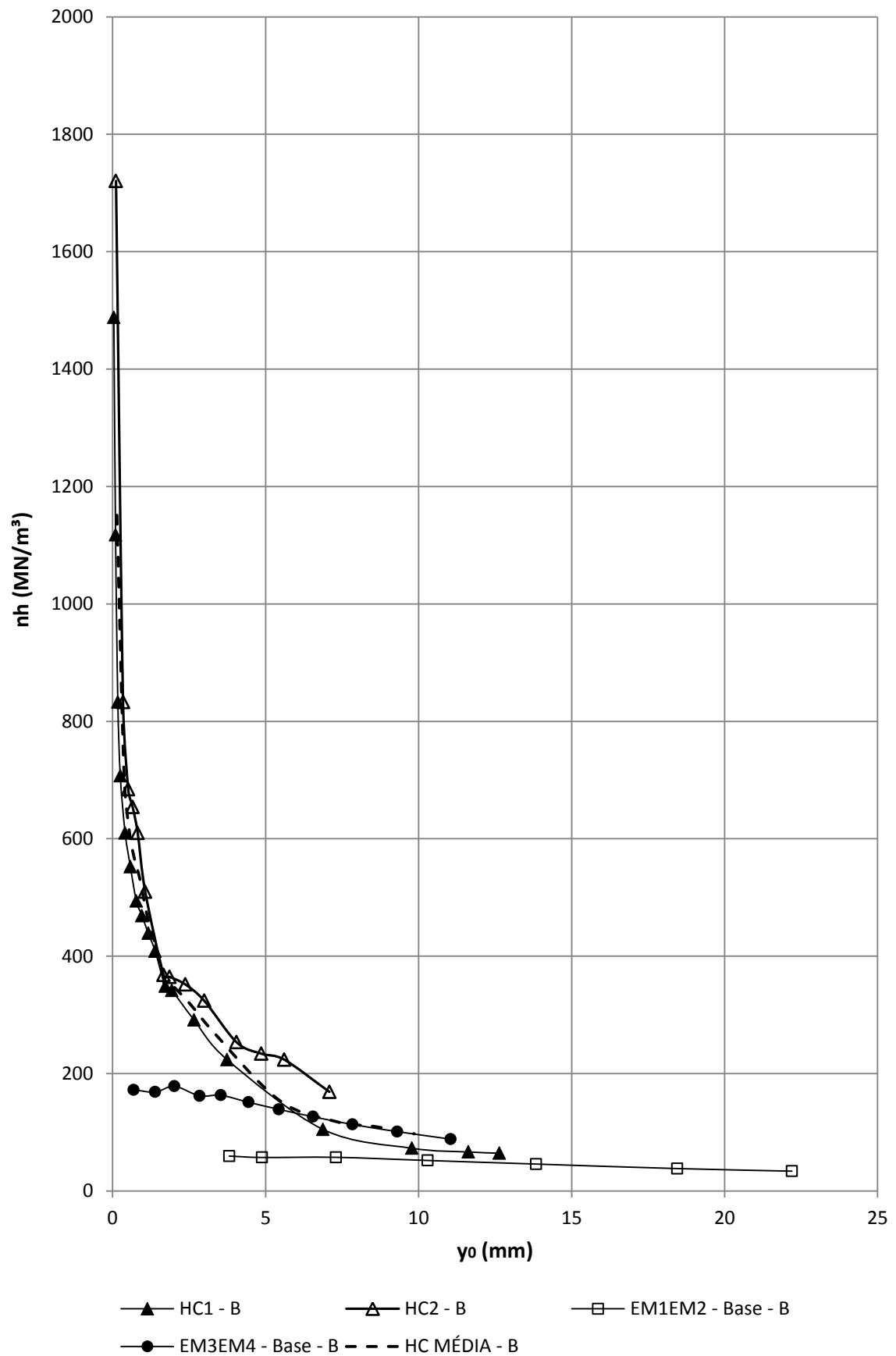


Figura 4.28 – Curvas  $y_0$  versus  $n_h$  das estacas hélice contínua e metálicas da Região B.

## CAPÍTULO 5

# ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 CURVAS p-y A PARTIR DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

Conforme citado no item 2.4, pode-se reproduzir o comportamento de uma estaca carregada lateralmente, a partir da construção de curvas p-y, em que a reação do solo, p, é relacionada com o deslocamento horizontal sofrido pela estaca, y.

A partir dos resultados das provas de carga apresentados no Capítulo 4, foram obtidas curvas experimentais p-y através do método de Matlock e Reese (1961) para as estacas hélice contínua e metálica.

Os valores da reação do solo (p) e deslocamento horizontal (y) foram obtidos através das Equações 5.1 e 5.2.

$$p = \frac{H}{T} \cdot C_H^P + \frac{M_0}{T^2} \cdot C_M^P \quad (5.1)$$

$$y = \frac{HT^3}{EI} \cdot C_H^y + \frac{M_0 \cdot T^2}{EI} \cdot C_M^y \quad (5.2)$$

em que:

H = carregamento horizontal aplicado no topo da estaca;

T = rigidez relativa estaca solo;

EI = rigidez flexional da estaca;

$M_0$  = momento fletor aplicado no topo da estaca;

$C_H^P, C_M^P, C_H^Y, C_M^Y$  = coeficientes adimensionais.

Durante as provas de carga nas estacas hélice contínua, os valores do deslocamento horizontal medidos nas provas de carga ( $y_t$ ) foram considerados iguais aos deslocamentos horizontais da superfície do terreno ( $y_0$ ), já que as medições dos deslocamentos foram feitos no topo da estaca (Figura 3.21), coincidindo com o nível da superfície do terreno. Portanto, foi considerado que  $y_t = y_0$ . Dessa forma, foram obtidos os valores da rigidez relativa estaca solo T para cada estágio de carregamento da prova de carga utilizando-se a Equação 5.2. As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam os valores de T e  $y_0$  para cada estágio de carregamento das provas de carga nas estacas hélice contínua.

**Tabela 5.1 – Valores de  $y_0$  e T das estacas HC1, HC2 e HC MÉDIA na Região A.**

Carga (kN)	HC1		HC2		HC MÉDIA	
	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)
0	0	0	0	0	0	0
20	0,23	0,90	0,38	1,07	0,31	0,99
40	0,56	0,97	0,50	0,93	0,53	0,95
60	0,98	1,02	0,20	0,60	0,59	0,86
80	1,40	1,04	0,36	0,66	0,88	0,89
100	1,91	1,07	0,63	0,74	1,27	0,93
150	3,31	1,13	1,64	0,89	2,47	1,02
200	6,03	1,25	3,36	1,03	4,69	1,15
250	12,08	1,46	6,21	1,17	9,15	1,33
300	18,30	1,58	8,80	1,24	13,55	1,43
350	25,68	1,68	12,23	1,31	18,95	1,52
400	37,48	1,83	17,69	1,42	27,58	1,65
450	48,41	1,91	24,09	1,51	36,25	1,74
480	59,11	2,00	28,43	1,57	43,77	1,81

Tabela 5.2 – Valores de  $y_0$  e T das estacas HC1, HC2 e HC MÉDIA na Região B.

Carga (kN)	HC1		HC2		HC MÉDIA	
	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)
0	0	0	0	0	0	0
10	0,04	0,63	0,06	0,75	0,05	0,70
20	0,10	0,67	0,11	0,71	0,10	0,69
30	0,17	0,71	0,11	0,62	0,14	0,67
40	0,25	0,74	0,20	0,66	0,26	0,74
60	0,41	0,76	0,34	0,71	0,38	0,74
80	0,58	0,77	0,51	0,74	0,55	0,76
100	0,78	0,79	0,65	0,75	0,72	0,77
120	0,96	0,80	0,82	0,76	0,89	0,78
140	1,17	0,81	1,06	0,79	1,12	0,80
160	1,39	0,82	1,34	0,81	1,35	0,82
180	1,72	0,85	1,66	0,84	1,69	0,85
200	1,94	0,85	1,86	0,84	1,90	0,85
250	2,66	0,88	2,37	0,85	2,52	0,87
300	3,74	0,93	2,99	0,84	3,37	0,90
350	6,88	1,08	4,05	0,91	5,46	1,00
400	9,78	1,16	4,85	0,92	7,32	1,06
450	11,63	1,19	5,61	0,93	8,62	1,07
480	12,64	1,19	7,08	0,98	9,86	1,10

As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam as curvas p-y das estacas hélice contínua para profundidade de 0,50 m, nas Regiões A e B, respectivamente.

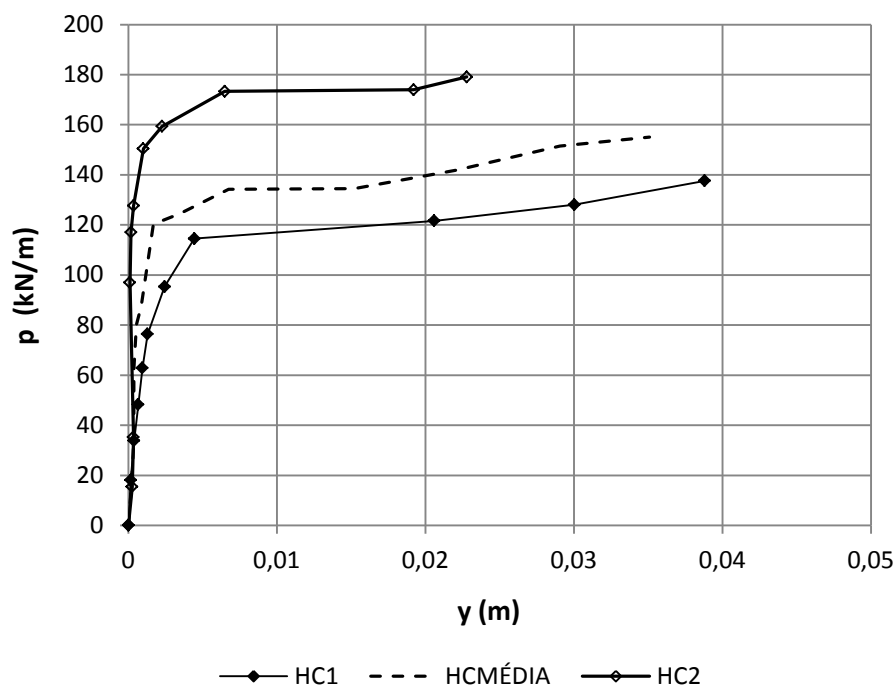


Figura 5.1 – curvas p-y das estacas hélice contínua para a profundidade de 0,5 m, na Região A.

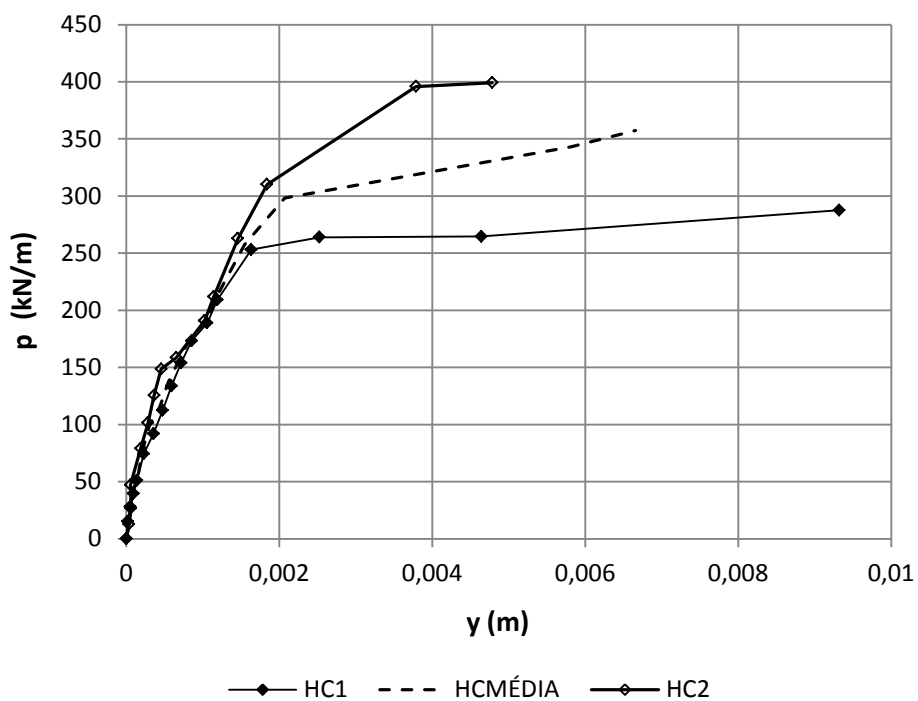


Figura 5.2 – curvas p-y das estacas hélice contínua para a profundidade de 0,5 m, na Região B.

Para as estacas metálicas, os valores dos deslocamentos horizontais da superfície do terreno ( $y_0$ ) são obtidos através da proposta de Alizadeh e Davisson (1970), conforme descrito no item 5.3. As medições dos deslocamentos horizontais nas provas de carga ( $y_t$ ) foram feitas em duas posições, sendo denominadas de “base” e “topo” (Figura 3.24).

Assim, foram obtidos os valores da rigidez relativa estaca solo  $T$  para cada estágio de carregamento da prova de carga, por tentativas. Este procedimento também será descrito no item 5.3. As Tabelas 5.3 a 5.6 apresentam os valores de  $T$  e  $y_0$  para cada estágio de carregamento das provas de carga nas estacas metálicas.

**Tabela 5.3 – Valores de  $y_0$  e  $T$  das estacas EM1EM2 BASE e EM1EM2 TOPO, na Região A.**

Carga (kN)	EM1EM2 BASE		EM1EM2 TOPO	
	$y_0$ (mm)	$T$ (m)	$y_0$ (mm)	$T$ (m)
0	0	0	0	0
10	0.65	1.09	0.82	1.19
20	1.21	1.07	1.50	1.15
30	1.98	1.10	2.47	1.19
40	2.38	1.06	3.55	1.22
50	3.81	1.16	4.72	1.25
60	4.82	1.18	5.98	1.27
70	5.90	1.20	7.33	1.29
80	7.12	1.22	8.85	1.32
90	8.47	1.24	10.48	1.34
100	9.82	1.26	12.17	1.36
110	12.01	1.31	15.01	1.41
120	13.44	1.32	16.78	1.43
130	14.97	1.33	18.68	1.44
140	16.78	1.35	20.90	1.46
150	18.45	1.37	23.32	1.48
160	20.58	1.39	26.05	1.50
170	23.00	1.41	29.02	1.53
180	25.75	1.44	32.39	1.56
190	28.77	1.47	26.06	1.58
200	32.13	1.50	40.12	1.62
210	35.16	1.52	43.76	1.64
242	50.28	1.63	60.92	1.75

Tabela 5.4 – Valores de  $y_0$  e T das estacas EM3EM4 BASE e EM3EM4 TOPO, na Região A.

Carga (kN)	EM3EM4 BASE		EM3EM4 TOPO	
	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)
0	0	0	0	0
20	1,44	0,90	1,80	0,98
40	3,43	0,96	4,36	1,04
60	5,85	1,00	7,41	1,09
80	8,78	1,05	10,64	1,12
100	11,97	1,08	14,63	1,16
120	15,50	1,11	19,01	1,19
140	19,66	1,14	24,09	1,22
160	25,08	1,18	30,68	1,27
180	32,30	1,24	38,76	1,32
195	38,63	1,28	46,48	1,37

Tabela 5.5 – Valores de  $y_0$  e T das estacas EM1EM2 BASE e EM1EM2 TOPO, na Região B.

Carga (kN)	EM1EM2 BASE		EM1EM2 TOPO	
	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)
0	0	0	0	0
20	1,02	1,00	1,37	1,11
40	2,03	1,00	2,70	1,11
60	2,95	0,99	3,90	1,09
80	3,81	0,98	5,06	1,08
100	4,88	0,99	6,25	1,08
150	7,30	0,99	9,31	1,08
200	10,30	1,01	13,01	1,09
250	13,84	1,04	17,34	1,12
300	18,45	1,07	22,90	1,16
336	22,20	1,10	28,37	1,20

Tabela 5.6 – Valores de  $y_0$  e T das estacas EM3EM4 BASE e EM3EM4 TOPO, na Região B.

Carga (kN)	EM3EM4 BASE		EM3EM4 TOPO	
	$y_0$ (mm)	T (m)	$y_0$ (mm)	T (m)
0	0	0	0	0
20	0,69	0,70	1,05	0,81
40	1,39	0,70	2,14	0,81
60	2,02	0,69	3,10	0,80
80	2,84	0,70	4,29	0,81
100	3,54	0,70	5,39	0,82
120	4,44	0,71	6,68	0,82
140	5,43	0,73	8,12	0,84
160	6,55	0,74	9,83	0,85
180	7,84	0,76	11,77	0,87
200	9,30	0,77	13,84	0,89
220	11,05	0,80	16,25	0,91

As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam as curvas p-y experimentais das estacas metálicas para profundidade de 0,50 m, na Região A e as Figuras 5.5 e 5.6 exibem as curvas p-y na Região B.

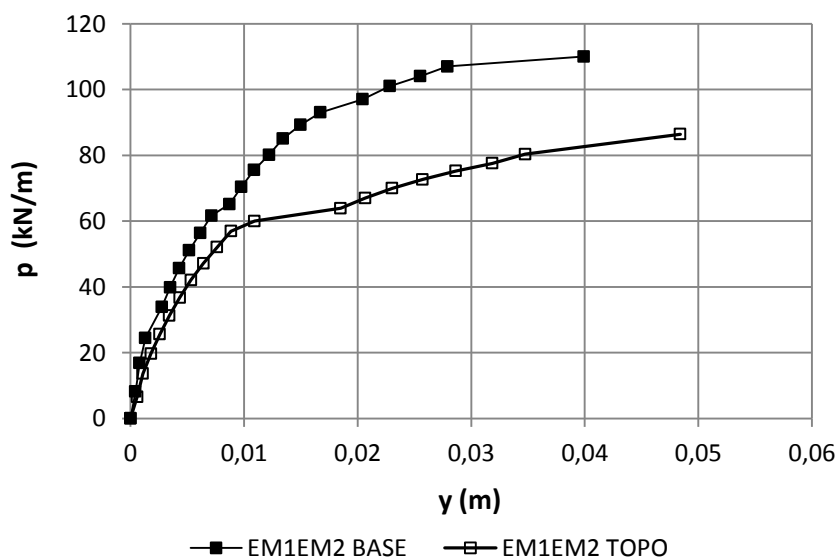


Figura 5.3 – curvas p-y das estacas metálicas EM1EM2 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região A.

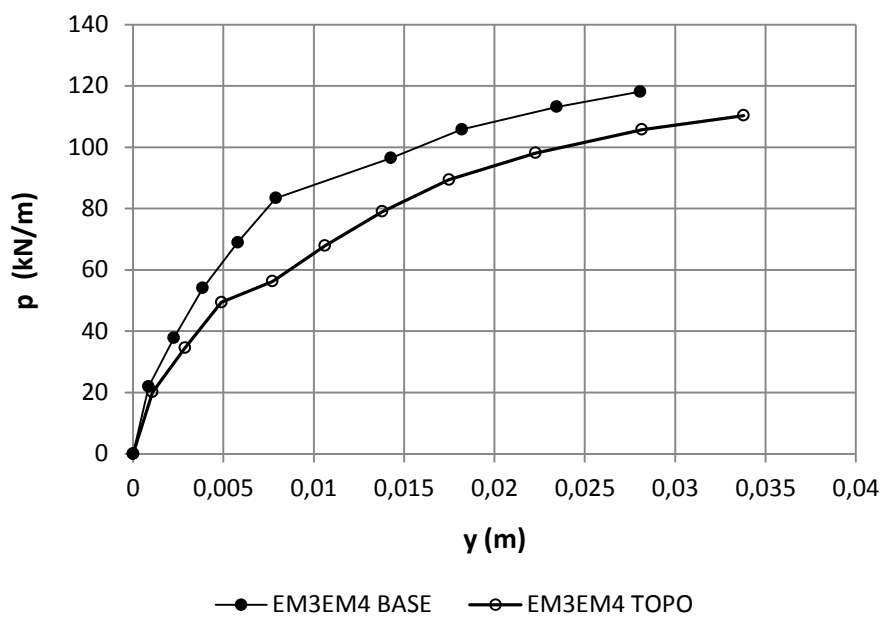


Figura 5.4 – curvas p-y das estacas metálicas EM3EM4 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região A.

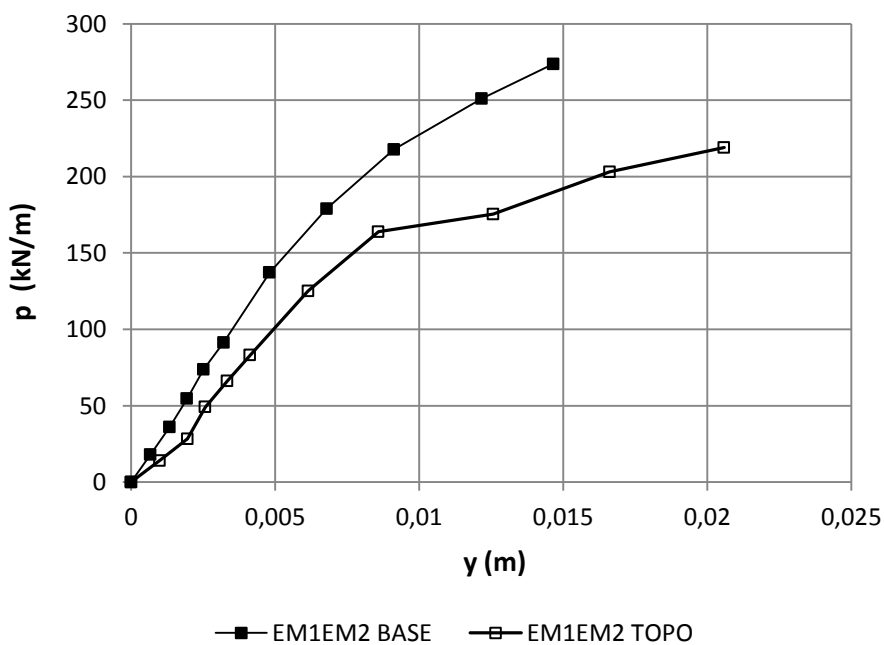


Figura 5.5 – curvas p-y das estacas metálicas EM1EM2 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região B.

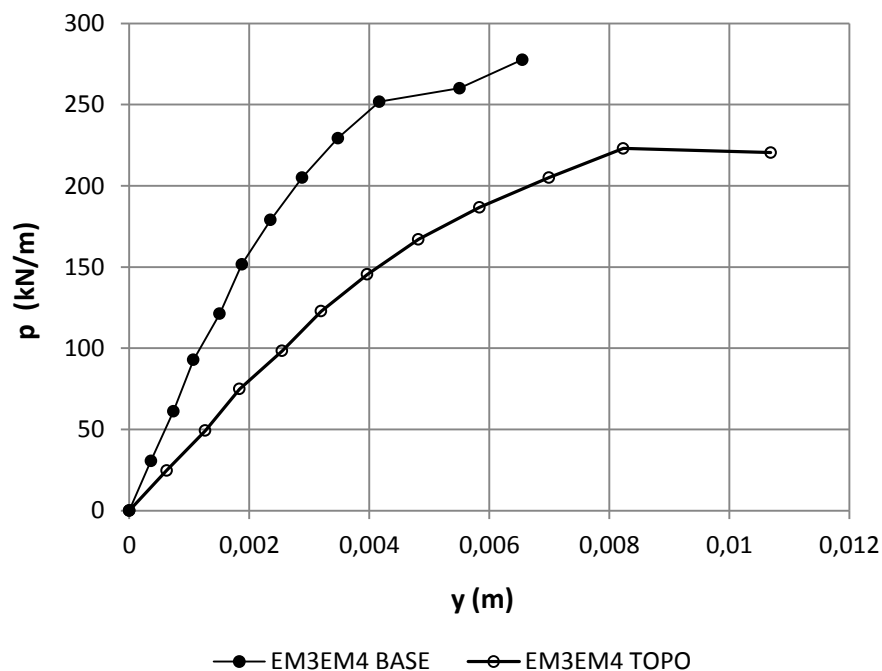


Figura 5.6 – curvas p-y das estacas metálicas EM3EM4 nas posições “base” e “topo” para a profundidade de 0,5 m, na Região B.

## 5.2 MODELAGEM DAS CURVAS P-Y PELOS MÉTODOS DE REESE ET AL. E AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (API).

Neste trabalho, análises por meio das curvas p-y foram feitas utilizando o método proposto por Reese et al. (1974) e pelo American Petroleum Institute (API, 1993), para solos não coesivos.

Como dados de entrada nos métodos, foram utilizadas as características geométricas das estacas, os valores de resistência ao cisalhamento e de peso específico do solo que envolve a estaca e a forma de carregamento aplicado. Através desses dados, o comportamento não linear do solo foi obtido.

Foram desenvolvidas curvas p-y para as estacas hélice contínua e metálicas implantadas nas Regiões A e B. As curvas p-y obtidas pelos métodos teóricos foram diretamente comparadas às curvas p-y experimentais obtidas por Matlock e Reese (1961), a uma profundidade superficial de 0,5 m.

Conforme Reese e Van Impe (2001), os modelos de construção das curvas p-y foram desenvolvidos para estacas com seção transversal circular. Entretanto, estacas com outras formas de seção transversal são frequentemente usadas, sendo necessária a obtenção de um diâmetro circular equivalente. Esse é o caso das estacas metálicas, de seção "I". O diâmetro equivalente dessas estacas foi calculado de acordo com a Equação 5.3.

$$b_{eq} = w \cdot \left[ \frac{p_u + 2 \cdot \left( d - \frac{w}{2} \right) \cdot f_z}{p_u} \right] \quad (5.3)$$

em que:

w = largura da mesa do perfil;

d = espaçamento das mesas, de fora a fora;

$p_u$  = carga de ruptura obtida pelo método de Reese et al. (1974) de uma seção circular com diâmetro d equivalente a largura w;

$f_z$  = resistência ao cisalhamento ao longo da estaca a uma profundidade z abaixo da superfície do terreno;

Para solos não coesivos, a resistência ao cisalhamento ( $f_z$ ) foi obtida através da Equação 5.4:

$$f_z = K_z \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \varphi \quad (5.4)$$

em que:

$K_z$  = coeficiente de empuxo lateral de terra;

$\gamma$  = peso específico do solo;

z = profundidade medida desde a superfície do terreno

$\varphi$ : ângulo de atrito interno do solo.

O diâmetro equivalente, calculado conforme as Equações 5.3 e 5.4 para os pares de estacas metálicas EM1-EM2 e EM3-EM4, varia com a resistência ao cisalhamento do solo local e também com a profundidade selecionada. Conforme Reese e Van Impe (2001), o projetista deve calcular o diâmetro equivalente,  $b_{eq}$ , para as profundidades desejadas, e o valor final de  $b_{eq}$  deve ser obtido através de uma média destes valores. A Tabela 5.7 apresenta os valores dos diâmetros equivalentes para as estacas metálicas nas Regiões A e B da obra.

**Tabela 5.7 – Diâmetro equivalente  $b_{eq}$  (mm) das estacas metálicas.**

<b>ESTACA</b>	<b>REGIÃO A</b>	<b>REGIÃO B</b>
EM1-EM2	320	320
EM3-EM4	165	165

Podem-se construir as curvas p-y em qualquer ponto ao longo da profundidade. Para as estacas hélice contínua, a primeira curva p-y foi construída em 0,50 m de profundidade. As demais curvas foram construídas para as profundidades de 1,5 m, 3 m, 4,5 m, 6 m, 8 m e 10 m. Para as estacas metálicas, foram obtidas curvas p-y para as profundidades de 0,50 m, 1,5 m, 3 m e 4,5 m.

Para construir as curvas p-y conforme o método proposto por Reese et al. (1974), é necessário traçar as três curvas  $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$  ( ver Figura 2.21), as quais, juntas, formam a curva p-y para uma determinada profundidade. Já para as curvas p-y baseadas no método proposto pelo American Petroleum Institute (1993), foi utilizada a formulação hiperbólica dada na Equação 2.60, a qual relaciona a resistência do solo e o deslocamento horizontal da estaca.

As curva p-y obtidas pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) foram obtidas utilizando-se os valores de ângulo de atrito e peso específico do solo ao longo do perfil apresentados nas Figuras 3.9 e 3.10. Além de  $\phi$  e  $\gamma$ , é necessário determinar a inclinação inicial k da curva p-y, obtidas através da Figura 2.27, que

corresponde ao trecho linear, P<sub>1</sub>. A Tabela 5.8 apresenta os valores de k encontrados para as Regiões A e B ao longo da profundidade.

**Tabela 5.8 – Valores da inclinação inicial das curvas p-y ao longo da profundidade para as Regiões A e B.**

<b>Valores de <math>n_h</math> (MN/m<sup>3</sup>)</b>		
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Região A</b>	<b>Região B</b>
1	18,8	37,0
2	18,8	37,0
3	18,8	37,0
4	42,5	38,3
5	51,0	38,3
6	80,0	51,0
7	66,7	62,6
8	45,1	71,6
9	38,3	73,5
10	45,1	78,4

As Figuras 5.7 a 5.13 apresentam as curvas p-y obtidas pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993), para as estacas hélice contínua (HC) e para os pares de estacas metálicas (EM1-EM2 e EM3-EM4), na Região A. As Figuras 5.14 a 5.20 mostram as curvas p-y obtidas para a Região B.

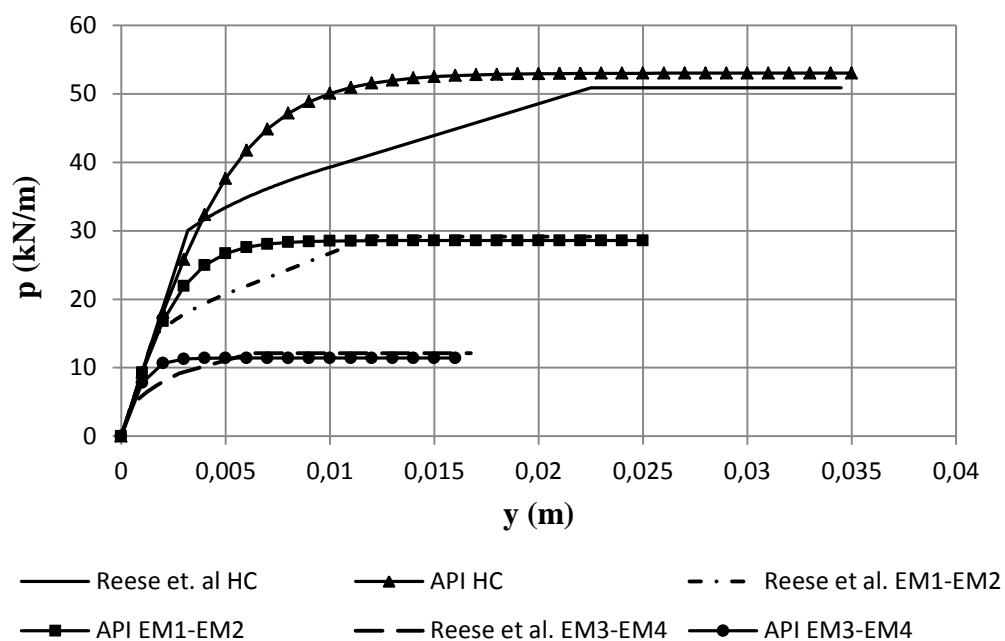


Figura 5.7 – Curvas p-y para profundidade  $z = 0,50$  m, na Região A.

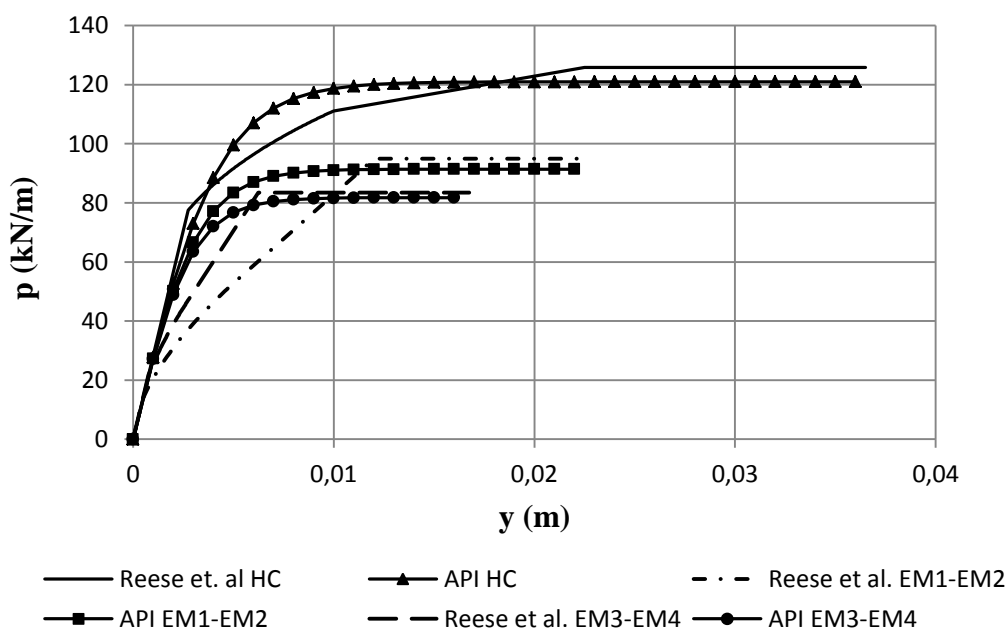


Figura 5.8 – Curvas p-y para profundidade  $z = 1,50$  m, na Região A.

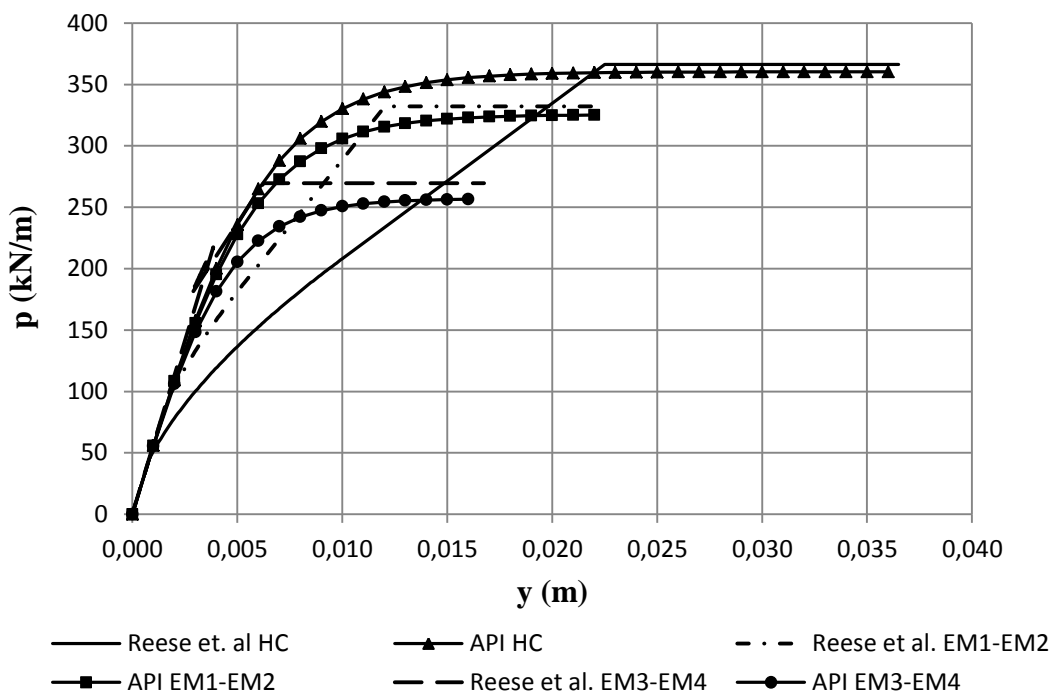


Figura 5.9 – Curvas p-y para profundidade z = 3,0 m, na Região A.

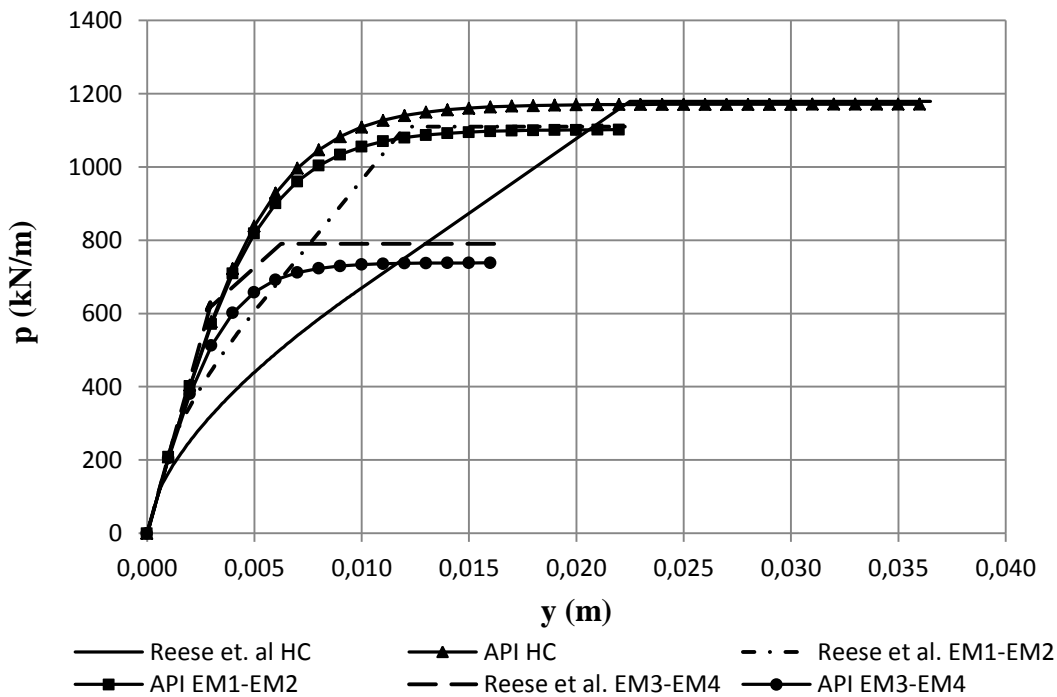


Figura 5.10 – Curvas p-y para profundidade z = 4,5 m, na Região A.

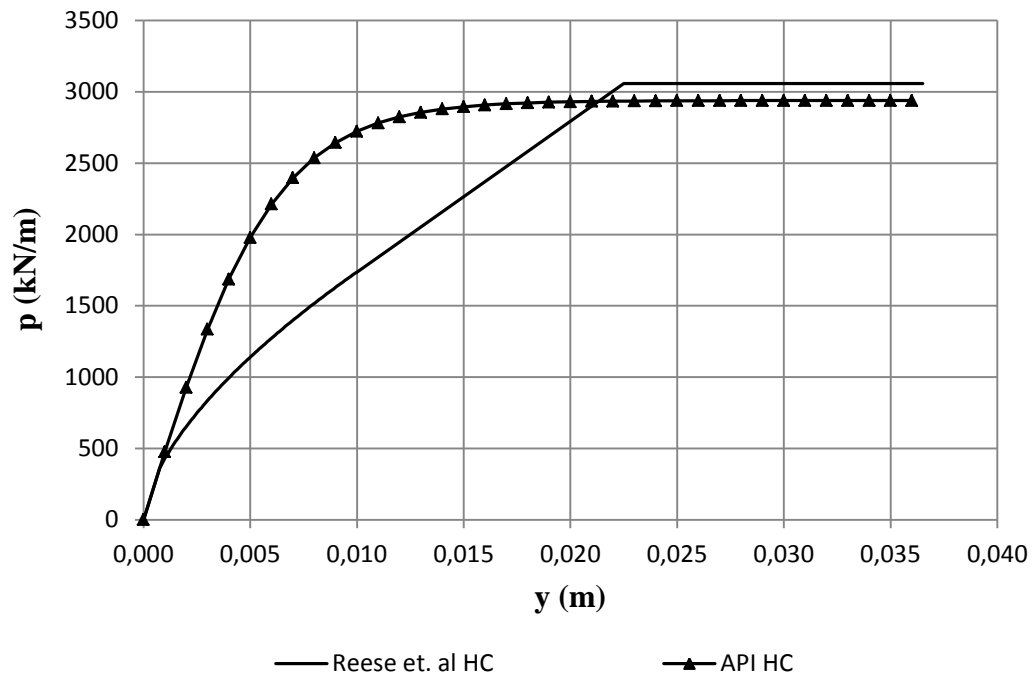


Figura 5.11 – Curvas p-y para profundidade  $z = 6,0$  m, na Região A.

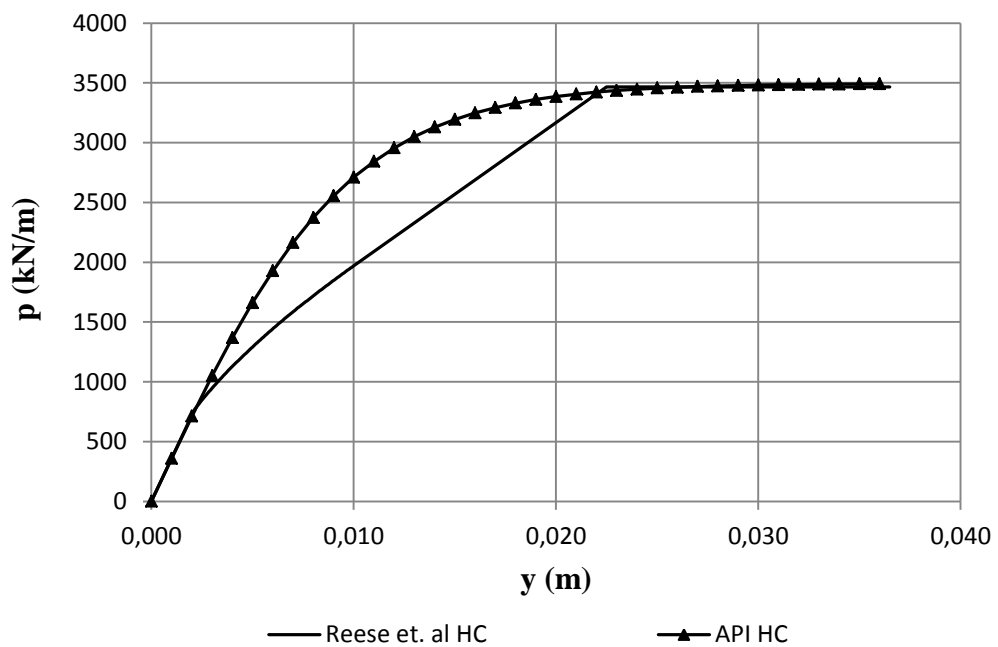


Figura 5.12 – Curvas p-y para profundidade  $z = 8,0$  m na Região A.

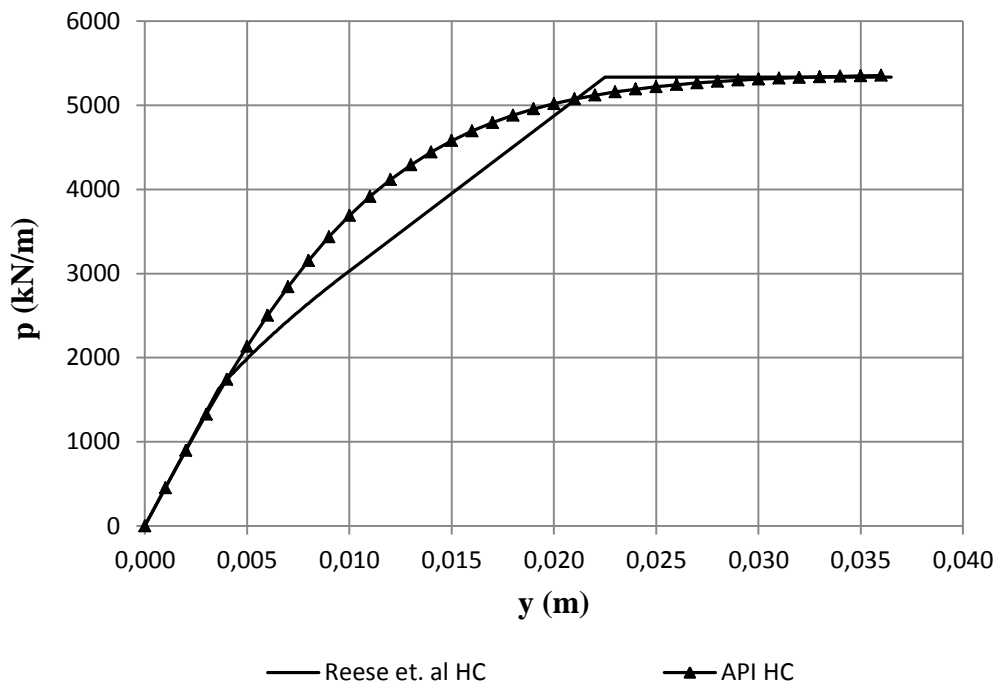


Figura 5.13 – Curvas p-y para profundidade z = 10,0 m, na Região A.

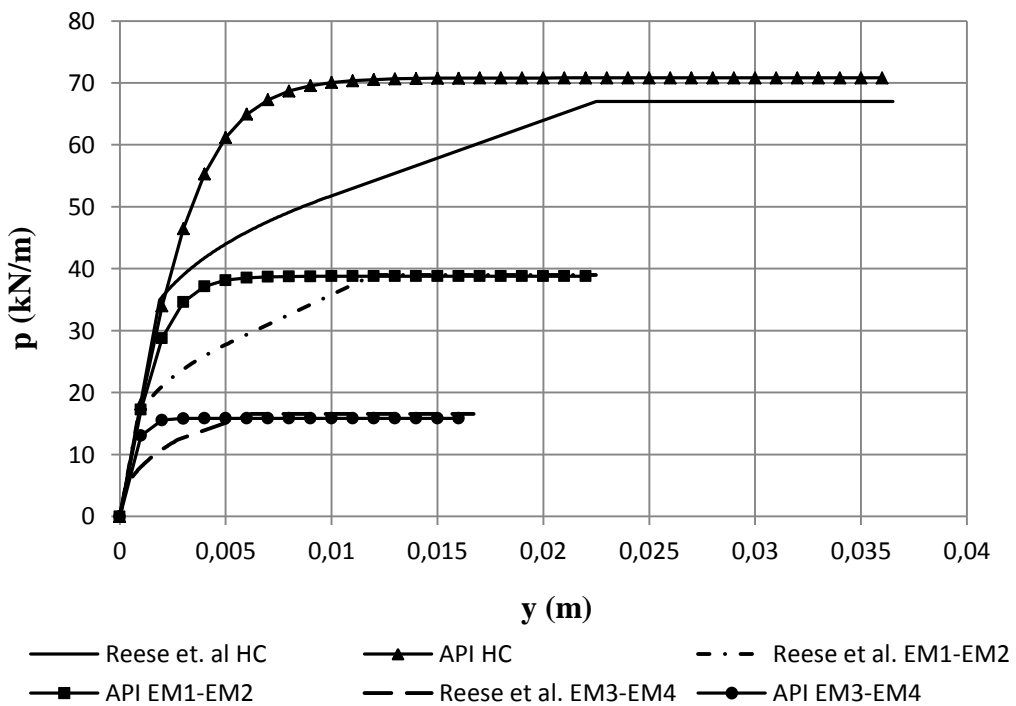


Figura 5.14 – Curvas p-y para profundidade z = 0,50 m, na Região B.

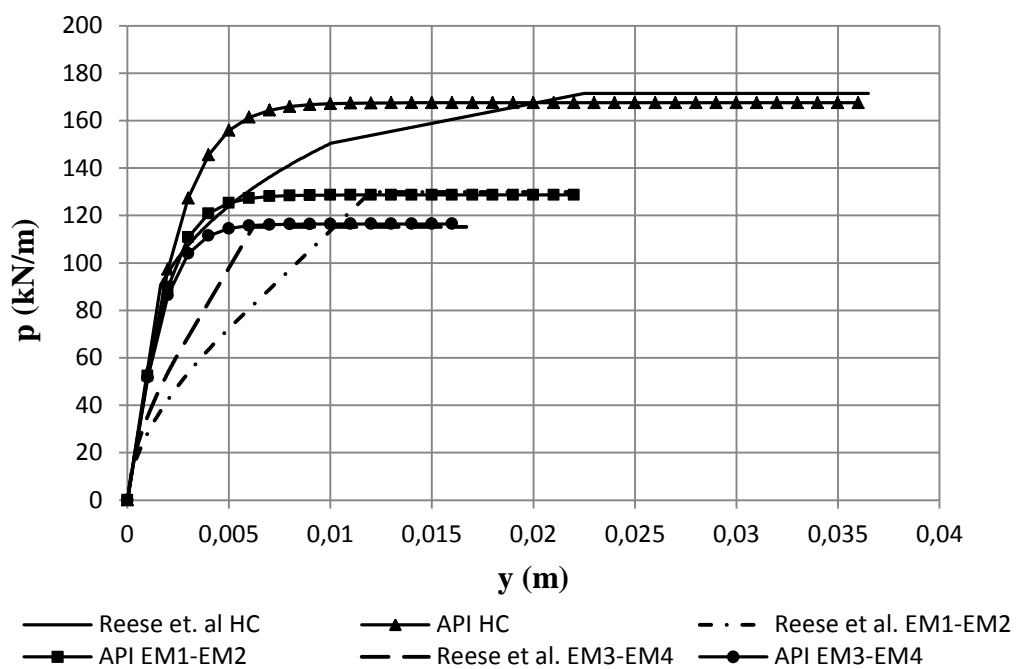


Figura 5.15 – Curvas p-y para profundidade  $z = 1,5$  m, na Região B.

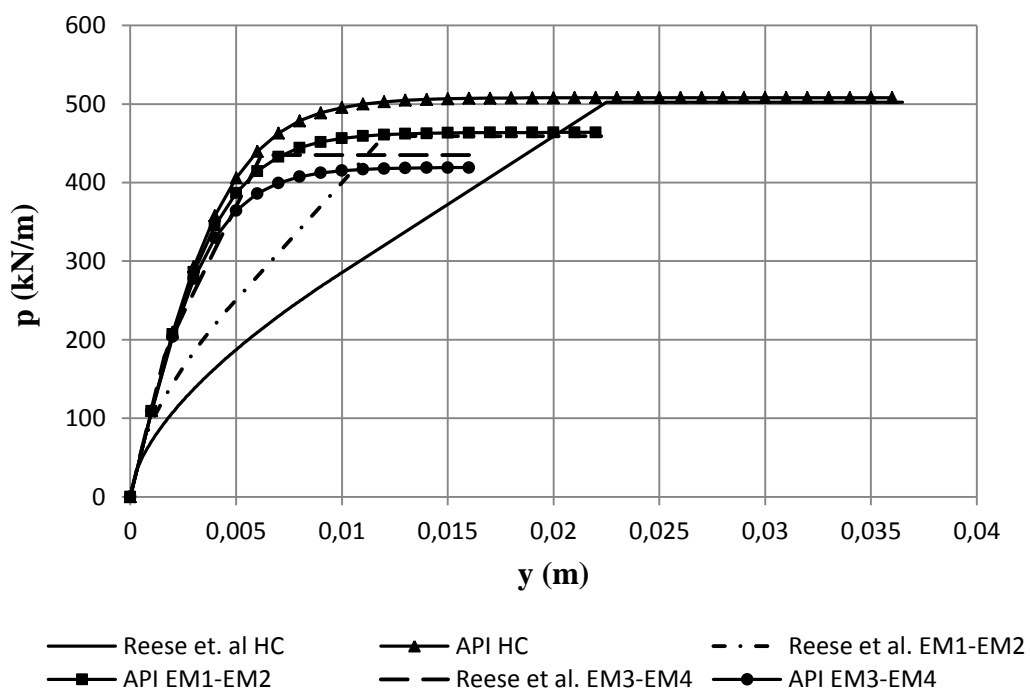


Figura 5.16 – Curvas p-y para profundidade  $z = 3,0$  m, na Região B.

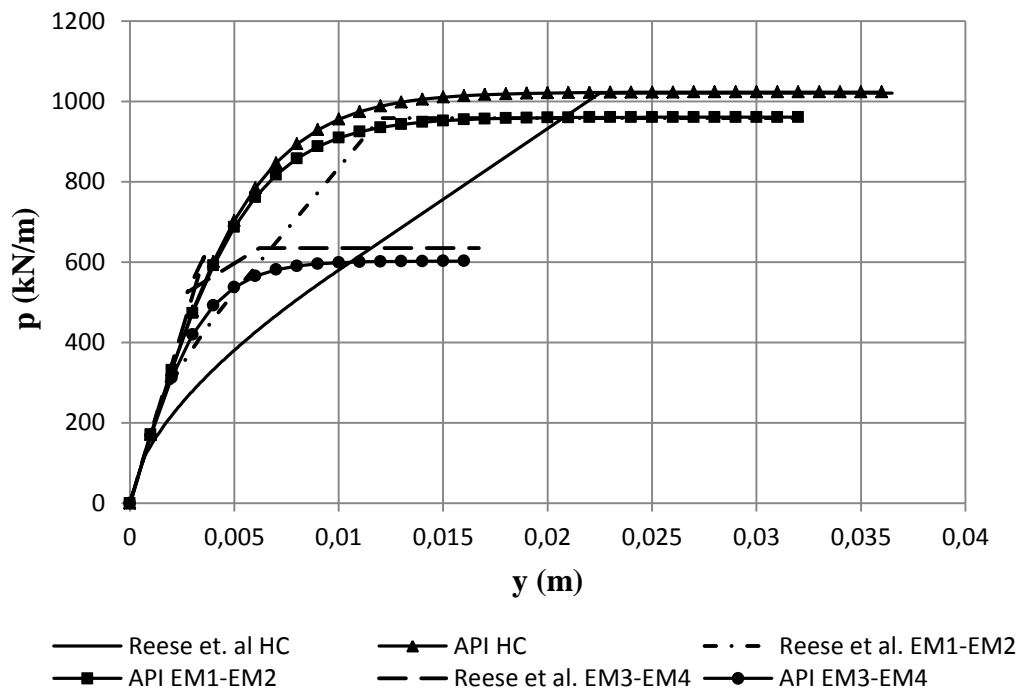


Figura 5.17 – Curvas p-y para profundidade  $z = 4,5$  m, na Região B.

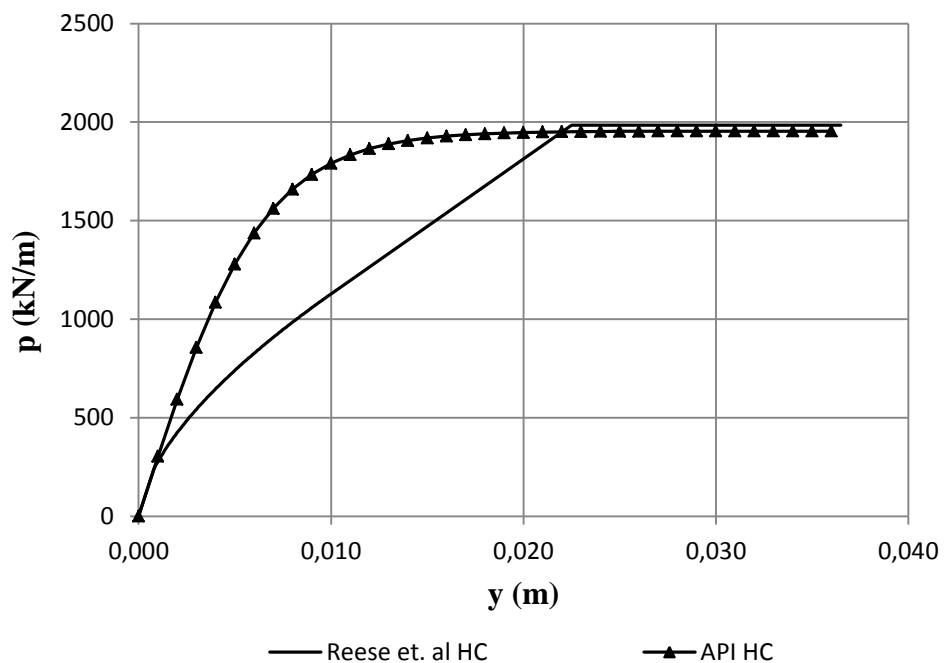


Figura 5.18 – Curvas p-y para profundidade  $z = 6,0$  m, na Região B.

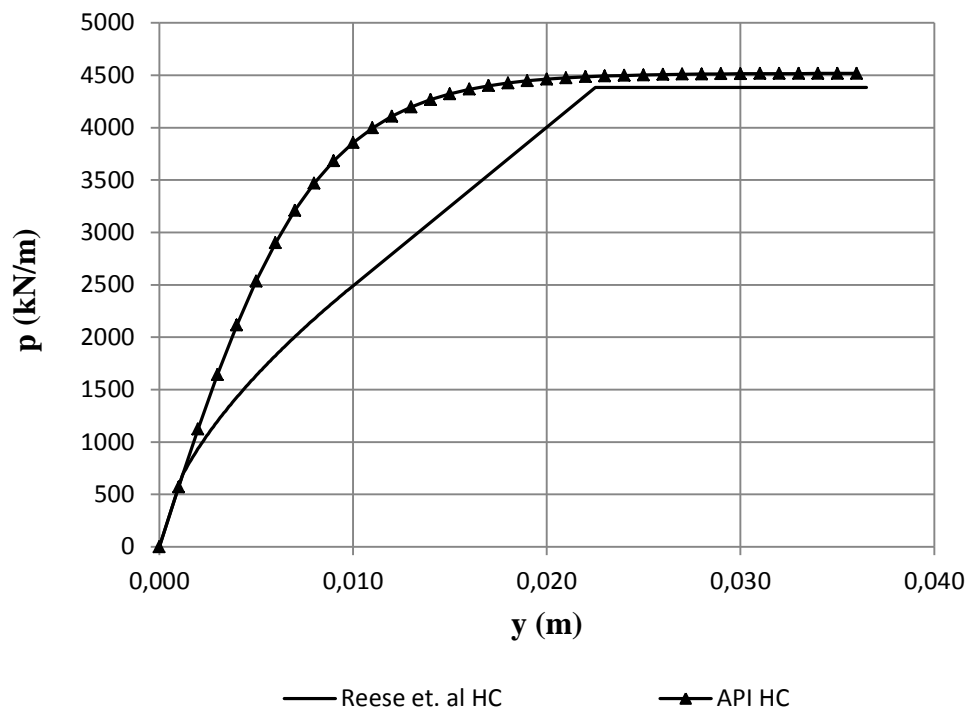


Figura 5.19 – Curvas p-y para profundidade  $z = 8,0$  m, na Região B.

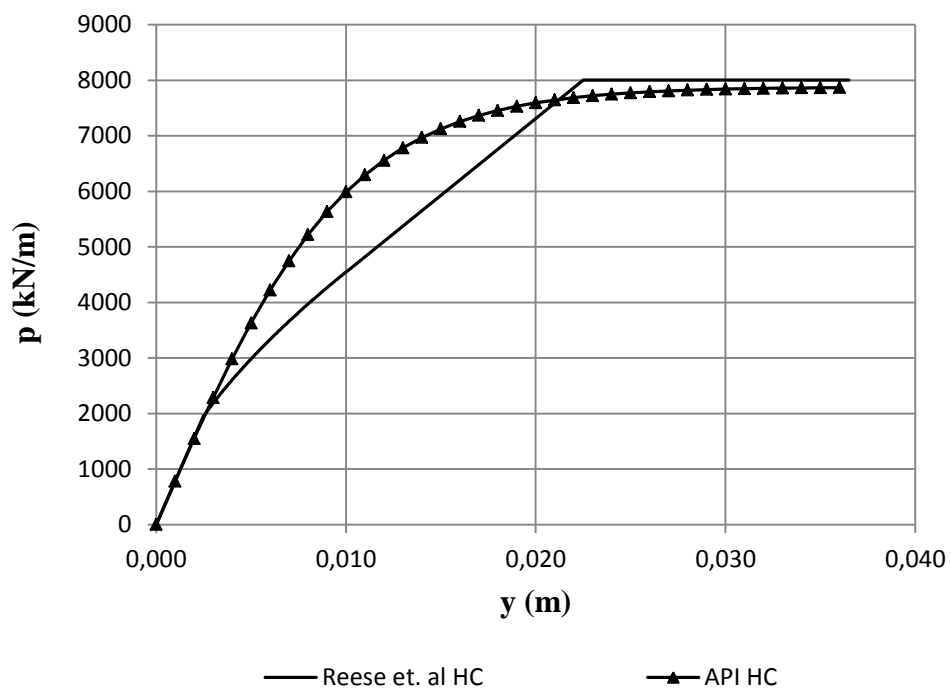


Figura 5.20 – Curvas p-y para profundidade  $z = 10,0$  m, na Região B.

As seguintes observações podem ser feitas a partir dos resultados obtidos, apresentados nas Figuras 5.7 a 5.20. Para baixos níveis de carregamentos, as curvas obtidas pelos dois métodos coincidem. Após esta faixa inicial, como o método proposto por Reese et al. (1974) adota um formato parabólico da curva p-y e o modelo proposto pelo API (1993) utiliza um formato hiperbólico para prever a curva p-y, as curvas apresentam formas diferentes até atingirem a carga de ruptura. Em termos gerais, para as estacas hélice contínua, as cargas de ruptura obtidas através dos dois métodos teóricos são parecidas, divergindo os valores em uma faixa de 0,2% a 5,7%.

Para as estacas metálicas EM1-EM2, os valores de carga de ruptura obtidos pelas curvas p-y tiveram pequena variação entre si. Os valores variaram de 0,2% a 3,8%. Comportamento parecido foi obtido para as estacas metálicas EM3-EM4. A faixa de variação dos valores de carga de ruptura obtidos pelas curvas p-y foi de 1,0% a 6,6%.

A Tabela 5.9 apresenta as faixas de variação de carga de ruptura obtidas entre os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993), para as Regiões A e B.

**Tabela 5.9 – Faixa de variação das cargas de ruptura ao longo da profundidade obtida pelas curvas p-y através dos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993).**

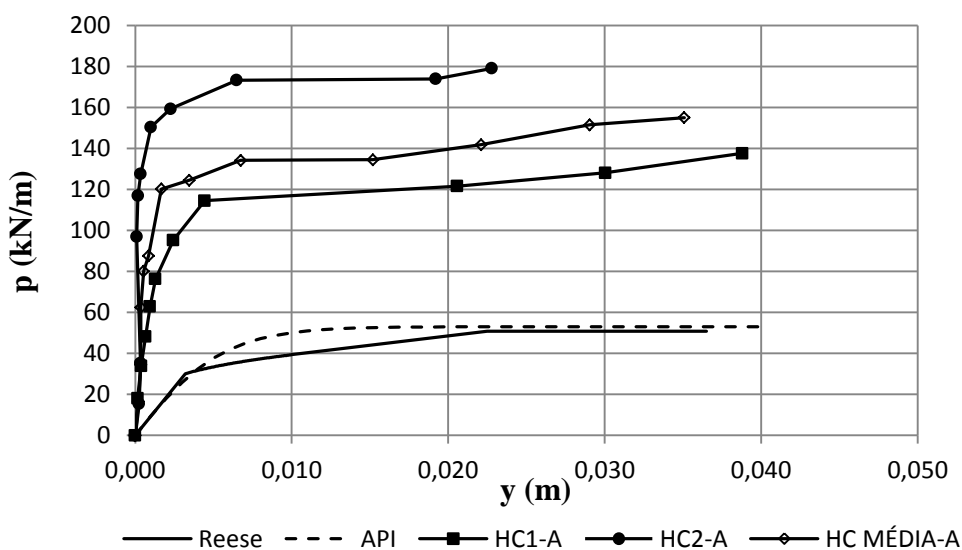
<b>Local</b>	<b>Estaca</b>	<b><math>z = 0,8 m</math></b>	<b><math>z = 1,5 m</math></b>	<b><math>z = 3,0 m</math></b>	<b><math>z = 4,5 m</math></b>	<b><math>z = 6,0 m</math></b>	<b><math>z = 8,0 m</math></b>	<b><math>z = 10 m</math></b>
Região A	HC	4,1%	3,9%	1,7%	0,7%	3,9%	0,75%	0,85%
	EM1-	2,0%	3,8%	2,0%	0,7%	-	-	-
	EM3-	5,8%	2,0%	4,7%	6,6%	-	-	-
Região B	HC	5,7%	2,3%	1,2%	0,2%	1,6%	3,0%	1,6%
	EM1-	0,5%	1,0%	1,05%	0,2%	-	-	-
	EM3-	4,3%	1,0%	3,8%	5,2%	-	-	-

Até a profundidade de 3 m, para a modelagem das curvas p-y pelos métodos abordados neste trabalho, são utilizados como parâmetros de entrada os valores dos ângulos de atrito e de peso específico do solo obtido através de ensaios triaxiais, e em profundidades maiores que 3 m, os parâmetros do solo foram obtidos

através de correlações propostas por Décourt (1989), as quais incluem os valores de resistência à penetração corrigidos das sondagens SPT. Até a profundidade de 3 m, as curvas p-y para a Região B apresentaram maior resistência para os mesmos deslocamentos horizontais, em comparação com a Região A. Isso é justificado pela maior compacidade do aterro da Região B, que confere um acréscimo de resistência lateral ao solo.

Após 3 m de profundidade, como há variabilidade do solo ao longo da profundidade, há curvas p-y obtidas na Região A que atingem maiores valores de carga para um determinado deslocamento do que na Região B. Para as estacas hélice contínua, as curvas p-y obtidas para a profundidade de 4,5m e 6,0m reproduzem este comportamento, e nas profundidades de 8,0m e 10,0m, as curvas obtidas para a Região B voltam a atingir maiores valores de carga para um determinado valor de y. Para as estacas metálicas, as curvas p-y obtidas na profundidade igual a 4,5 m apresentam maiores valores de carga na Região A, em comparação aos valores obtidos para a Região B.

Uma comparação direta entre as curvas teóricas de Reese et al. (1974) e API (1993), obtidas para profundidade igual a 0,50 m e as curvas obtidas pelo método de Matlock e Reese (1961) são apresentadas nas Figuras 5.21 a 5.23 para a Região A e nas Figuras 5.24 a 5.26 para a Região B.



**Figura 5.21 – Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas hélice contínua para z = 0,5 m, na Região A.**

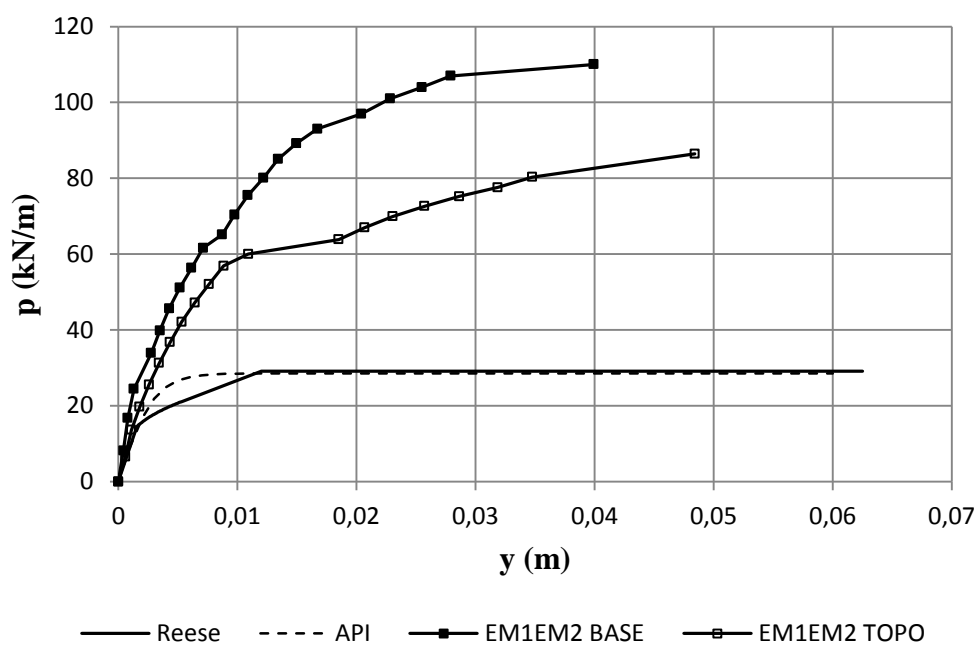


Figura 5.22 – Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM1EM2 para  $z = 0,5$  m, na Região A.

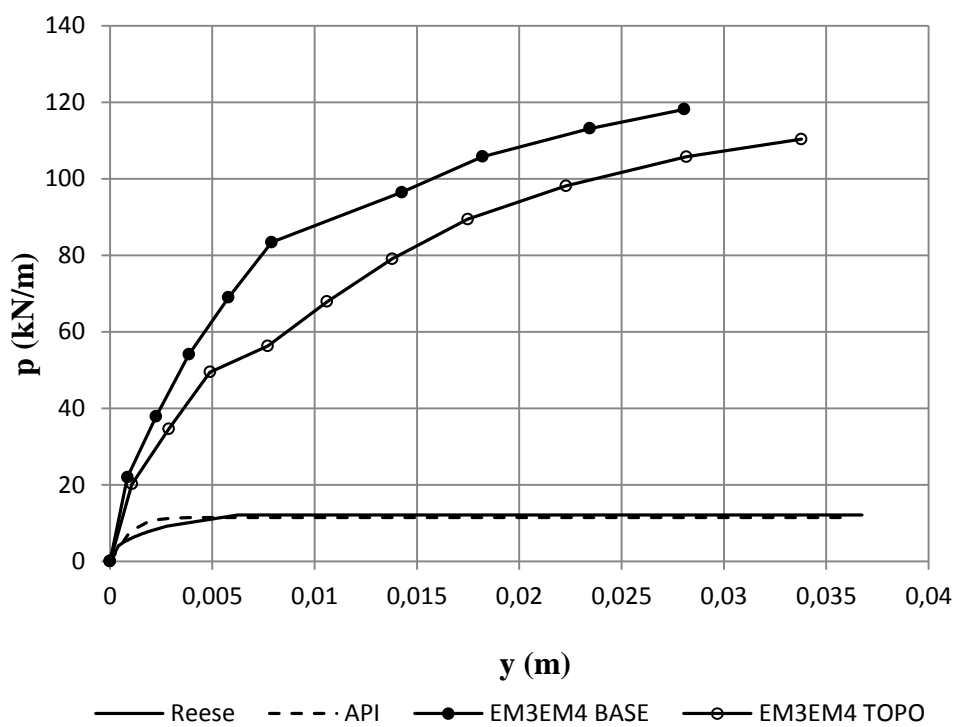


Figura 5.23 – Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM3EM4 para  $z = 0,5$  m, na Região A.

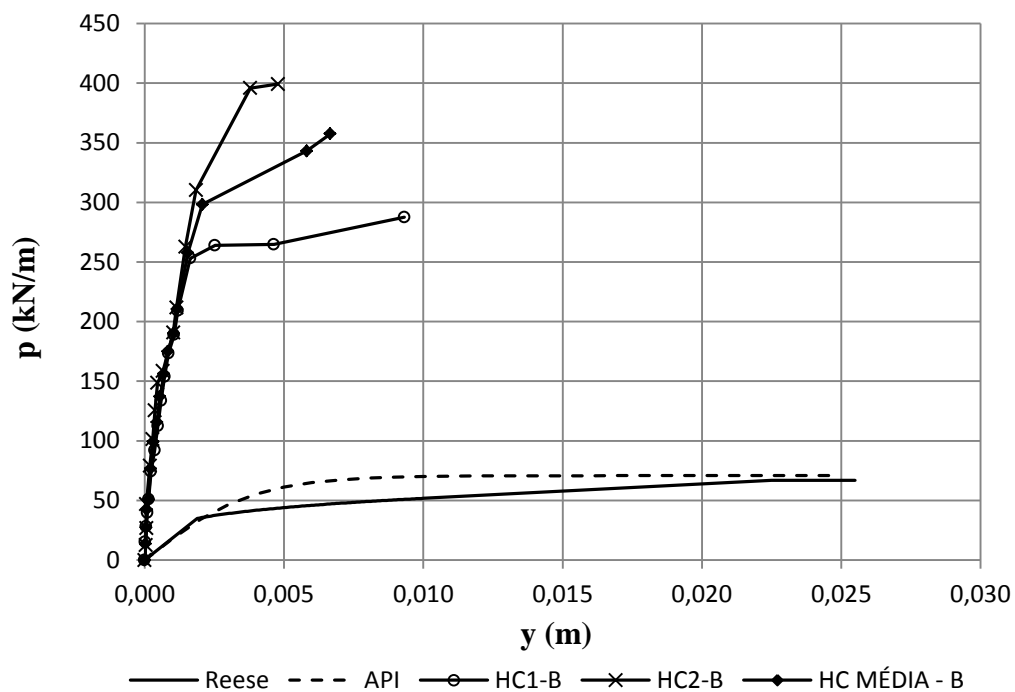


Figura 5.24 – Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas hélice contínua para  $z = 0,5$  m, na Região B.

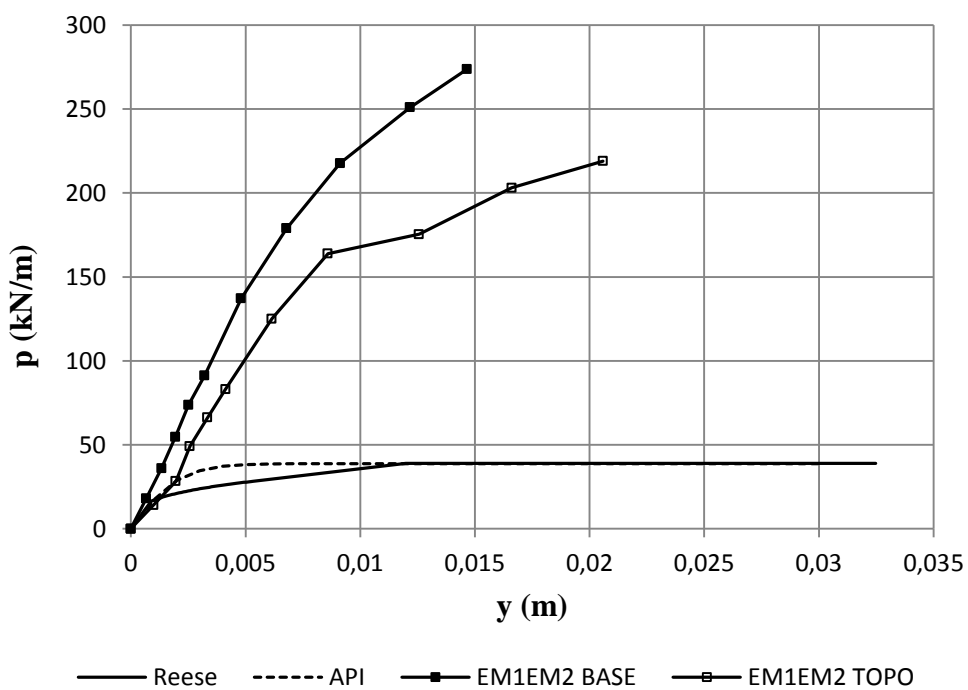
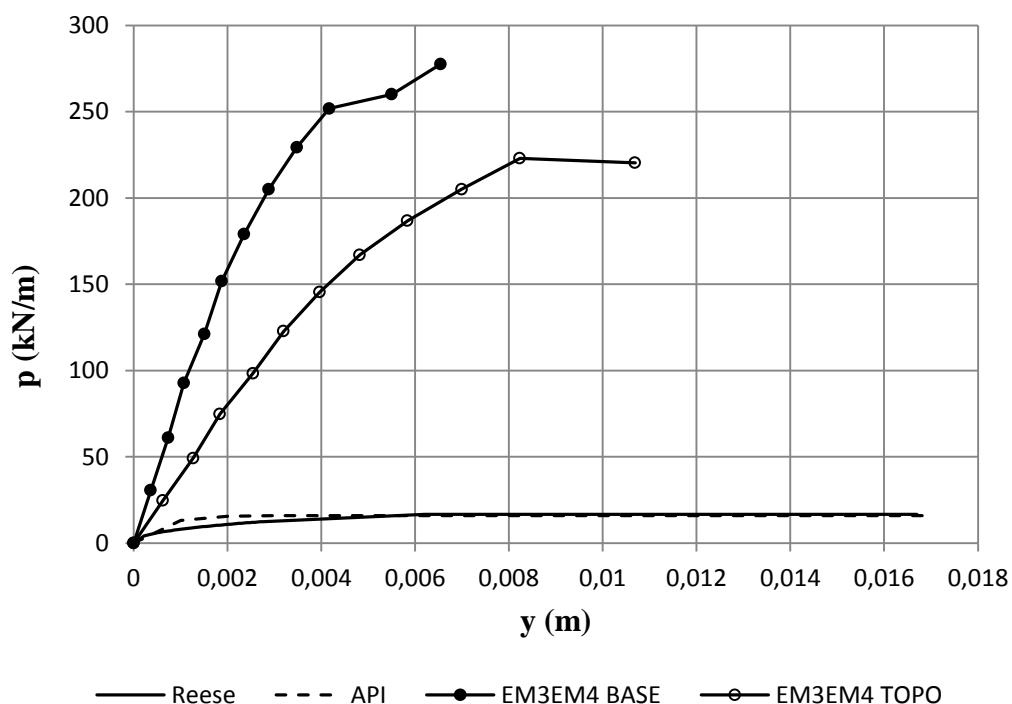


Figura 5.25 – Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM1EM2 para  $z = 0,5$  m, na Região B.



**Figura 5.26 – Comparação das curvas p-y teóricas e por Matlock e Reese (1961), das estacas metálicas EM3EM4 para  $z = 0,5$  m, na Região B.**

Em termos gerais, as curvas teóricas e por Matlock e Reese (1961) não coincidem. As cargas das curvas teóricas são muito menores que as cargas das curvas experimentais para todas as estacas.

Para todas as estacas, as curvas p-y teóricas apresentam valores de reação lateral do solo ( $p$ ) 80% a 90% menores em comparação aos das curvas obtidas por Matlock e Reese (1961). Apenas para as estacas HC e EM1EM2, na Região A, que esta redução é ligeiramente menor, apresentando valores na ordem de 70% menores.

É notório que os deslocamentos horizontais medidos para a Região B foram muito menores que os valores medidos na Região A. Este acréscimo de resistência lateral se deve ao aterro compactado com maior densidade relativa na Região B.

### 5.3 COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO

#### 5.3.1 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL ATRAVÉS DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Para a definição do valor do coeficiente de reação horizontal do solo,  $n_h$ , é preciso definir uma faixa de deslocamentos horizontais na superfície,  $y_0$ , para a qual o parâmetro será obtido. É comum convencionar a determinação de  $n_h$  em intervalos de deslocamentos horizontais entre 6,0 e 12,0 mm (Miguel, 1996; Carvalho et al., 1996; Miranda Júnior, 2006; Menezes et al., 2004; e Zammataro, 2007). Este intervalo é assumido como representativo dos deslocamentos horizontais observados em estacas carregadas lateralmente.

Existem críticas à respeito da grandeza de  $n_h$ . Zammataro (2007) comenta que a grandeza  $n_h$  deveria ser expressa em MPa/m, pois o coeficiente de reação horizontal representa uma distribuição de tensão ao longo do comprimento da estaca. Normalmente, nos trabalhos técnicos, a grandeza de  $n_h$  é apresentada em MN/m<sup>3</sup>. Neste trabalho, o parâmetro  $n_h$  é expresso por MN/m<sup>3</sup>, pois é a representação mais utilizada na literatura.

Analisando-se as curvas  $y_0$  x  $n_h$  apresentadas nas Figuras 4.21 a 4.28 observa-se que a maioria têm a mesma conformação obtida por Alizadeh e Davisson (1970), ou seja, que o coeficiente de reação horizontal do solo diminui à medida que os deslocamentos horizontais na superfície aumentam, tendendo a um valor assintótico com o eixo horizontal. Apenas as curvas da Figura 4.26 e 4.27, referentes às estacas metálicas EM1-EM2 e EM3-EM4, ambas da Região B, não reproduzem bem esta constatação.

Na estimativa de  $n_h$ , foi admitida constante a rigidez à flexão da estaca. Mesmo acreditando-se que a fissuração do concreto ocorra antes da ruptura do solo, neste trabalho não foi considerada a variação da rigidez à flexão ao longo da estaca HC.

Para a determinação de  $n_h$  para as estacas metálicas, inicialmente foi considerado um valor aleatório do comprimento característico  $T$ . Acha-se o valor de  $y_0$  através da Equação 5.5 e este é comparado ao valor de  $y_0$  obtido em campo, através das Equações 5.6 a 5.9, até que os valores dos deslocamentos  $y_0$  coincidam. Após isso, se procede ao cálculo do coeficiente de reação horizontal do solo  $n_h$  através da Equação 5.10. As mesmas Equações encontram-se no Capítulo 2, item 2.8. As distâncias “e” e “e’ ” são ilustradas na Figura 2.14.

$$y_0 = 2,435. H. \frac{T^3}{E_p I_p} + 1,623. (H. e). \frac{T^2}{E_p I_p} \quad (5.5)$$

$$y_0 = y_t - y_1 - y_2 - y_3 \quad (5.6)$$

$$y_1 = - \left( -1,623. H. \frac{T^2}{E_p I_p} - 1,750. (H. e). \frac{T}{E_p I_p} \right). e \quad (5.7)$$

$$y_2 = \frac{H. e^3}{3. E_p I_p} \quad (5.8)$$

$$y_3 = \frac{H. e^2. e'}{E_p I_p} \quad (5.9)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (5.10)$$

Nos ensaios com as estacas hélice contínua, considerou-se o eixo da carga horizontal aplicada e as leituras de descarregamentos efetuadas no topo da estaca. Logo, para as estacas HC,  $y_t \approx y_0$ . O valor de  $T$  foi obtido diretamente através da Equação 5.5, e o  $n_h$  pela Equação 5.10.

Nos ensaios com as estacas metálicas, por sua vez, a distância entre a superfície do terreno, “e”, e o eixo de aplicação do carregamento foi de 0,2 m. A distância entre o eixo de aplicação da carga e as posições de leitura “base” e “topo” dos deslocamentos, e’, é de 0,3 e 1 m, respectivamente. Para o traçado das curvas  $y_0 \times n_h$  foram utilizados os deslocamentos obtidos na posição “base” e “topo”.

Os valores de  $n_h$  foram obtidos para  $y_0 = 6$  e 12 mm, deslocamentos que representam os limites inferior e superior da faixa comumente utilizada para a determinação de  $n_h$ , como anteriormente mencionado. Em complementação, também foi determinado  $n_h$  para o deslocamento médio de 9 mm, sendo este valor considerado como representativo para a estaca correspondente nas análises feitas a seguir. Nas Tabelas 5.10 e 5.11, apresentam-se os valores de  $n_h$  calculados para cada estaca ensaiada, para as Regiões A e B, respectivamente.

**Tabela 5.10 – Valores de  $n_h$  determinados para as estaca da Região A.**

<b>Estaca</b>	<b><math>n_h</math> (MN/m<sup>3</sup>)</b>		
	<b><math>y_0 = 6</math> mm</b>	<b><math>y_0 = 9</math> mm</b>	<b><math>y_0 = 12</math> mm</b>
HC1	51,4	34,9	23,4
HC – Média	61,8	37,2	28,5
HC2	74,2	52,8	40,9
EM1-EM2 - Base	21,9	17,7	14,4
EM1-EM2 - Topo	16,6	13,7	11,8
EM3-EM4 – Base	27,4	22,3	19,4
EM3-EM4 – Topo	20,1	17,3	15,4

Tabela 5.11 – Valores de  $n_h$  determinados para as estaca da Região B.

<b>Estaca</b>	<b><math>n_h</math> (MN/m<sup>3</sup>)</b>		
	<b><math>y_0 = 6</math> mm</b>	<b><math>y_0 = 9</math> mm</b>	<b><math>y_0 = 12</math> mm</b>
HC1	131,5	78,9	65,4
HC – Média	139,0	105,9	-
HC2	210,5	-	-
EM1-EM2 - Base	57,4	54,5	49,0
EM1-EM2 - Topo	-	37,7	35,6
EM3-EM4 – Base	132,5	103,4	-
EM3-EM4 – Topo	76,1	65,1	55,0

Não foram atingidos os deslocamentos  $y_0 = 9$  mm e  $y_0 = 12$  mm para a estaca HC2 – B. Não foi possível determinar o valor de  $n_h$  para as estacas metálicas EM3-EM4 – Base para deslocamentos  $y_0 = 12$  mm na Região B e EM1-EM2 – Topo para deslocamentos  $y_0 = 6$  mm na Região B.

Na Região A, as estacas hélice contínua apresentaram resultados de  $n_h$  superiores aos obtidos para as estacas metálicas. Os valores de  $n_h$  obtidos para a estaca HC1 foi 34% menor que os valores obtidos para a estaca HC2.

Entre as Regiões A e B, verifica-se que houve uma diferença significativa dos valores obtidos de  $n_h$ . O coeficiente de reação horizontal médio para as estacas hélice contínua na Região A foi 65% inferior ao da Região B. Comportamento semelhante é observado para as estacas metálicas, as quais apresentaram coeficiente de reação horizontal na Região A, 68% e 78% inferiores aos da Região B, para as estacas metálicas EM1-EM2 e EM3-EM4, respectivamente.

Essa grande diferença de valores entre as Regiões A e B se deve ao aterro compactado com maior densidade relativa na Região B, o que confere uma maior resistência lateral. Como mencionado no Capítulo 3, o aterro na Região B foi compactado com  $D_r = 70\%$ , enquanto que na Região A o aterro foi compactado com  $D_r = 45\%$ .

Os resultados obtidos de  $n_h$  foram comparados com os valores obtidos por diversos autores.

Os valores de  $n_h$  encontrados são maiores aos valores sugeridos por Terzaghi (1955), Navy (1962), Elson (1984) e Décourt (1991). Estes autores não mencionam os tipos de estacas.

Na Região A, os valores de  $n_h$  obtidos para as estacas hélice contínua foram semelhantes aos valores encontrados por Miranda Júnior (2006) e Miranda Júnior et al. (2008) para estacas ômega de 0,4 m de diâmetro, Alonso (1986) para estacas escavadas de 1,0 m de diâmetro e Lemo et al. (2006) para estacas do tipo broca de 0,30 m de diâmetro. Já os valores obtidos para as estacas metálicas foram 10 vezes superiores aos valores obtidos por Fanton (1982) para perfis metálicos H, com 0,3 m de mesa. Os valores de  $n_h$  encontrados para as estacas metálicas EM1EM2 foram 20% superiores aos valores obtidos por Zammataro (2007) e Albuquerque et al. (2004) para estacas escavadas e hélice contínua com diâmetro igual a 0,4 m, Alonso (1998) para estacas hélice contínua de 0,5 m de diâmetro, Miguel (1996) para estacas Raiz de diâmetro igual a 0,25 m e Miranda Júnior (2006) para estacas pré-moldadas de 0,18 m de diâmetro. Já para as estacas metálicas EM3EM4 foram obtidos valores de  $n_h$  iguais aos valores determinados por Miranda Júnior (2006) para estacas raiz de 0,4 m de diâmetro.

Na Região B, os valores obtidos para as estacas hélice contínua HC foram semelhantes aos valores obtidos por Alonso (1986) para estacas Franki com 0,6 m de diâmetro. Também para estacas Franki, Cintra (1981) obteve valores próximos aos obtidos nessa pesquisa para estacas hélice contínua. Os valores obtidos para as estacas metálicas EM1-EM2, são próximos aos valores obtidos por Miranda Júnior (2006) e Miranda Júnior et al. (2008) para estacas ômega de 0,4 m de diâmetro, Alonso (1986) para estacas escavadas de 1,0 m de diâmetro e Lemo et al. (2006) para estacas do tipo broca para diâmetros de 0,4 m. Já para as estacas metálicas EM3EM4, os valores encontrados por Alonso (1986) e Cintra (1981) para estacas Franki de 0,6 m de diâmetro e por Miranda Júnior et al. (2008) para estacas ômega de 0,4 m de diâmetro são semelhantes aos valores obtidos neste trabalho.

Valores mais baixos de  $n_h$  encontrados por Miguel (1996), Del Pino Júnior (2003), Zammataro (2007), Almeida (2008) e demais estudos feitos na região de São Paulo e Paraná, são justificados pelo solo poroso local.

### 5.3.2 OBTENÇÃO DE $n_h$ A PARTIR DE RETROANÁLISE DAS CURVAS $p$ - $y$

Realizaram-se ajustes das curvas  $p$ - $y$  teóricas aos resultados das curvas  $p$ - $y$  obtidas por Matlock e Reese (1961) com o intuito de se obterem valores do coeficiente de reação horizontal do solo ( $n_h$ ). As análises foram feitas para as estacas hélice contínua e metálicas. Foram ajustadas as curvas  $p$ - $y$  teóricas obtidas pelo método de Reese et al. (1974).

As Figuras 5.27 a 5.32 apresentam as curvas  $p$ - $y$  teóricas ajustadas das Regiões A e B da obra.

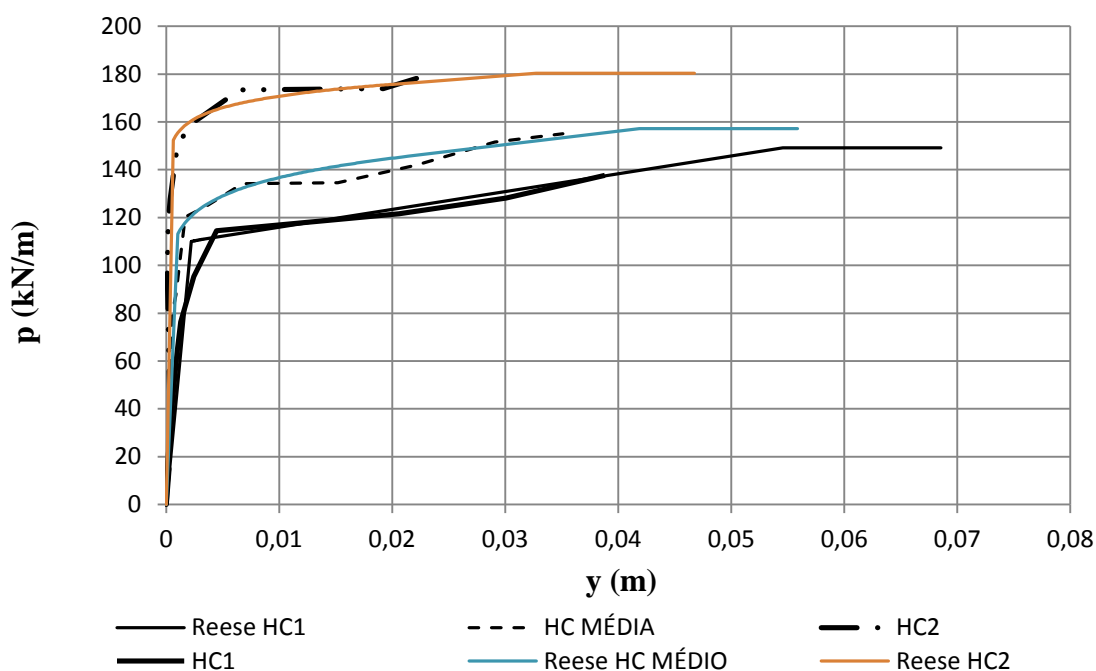


Figura 5.27 – Ajuste das curvas  $p$ - $y$  obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas hélice contínua da Região A.

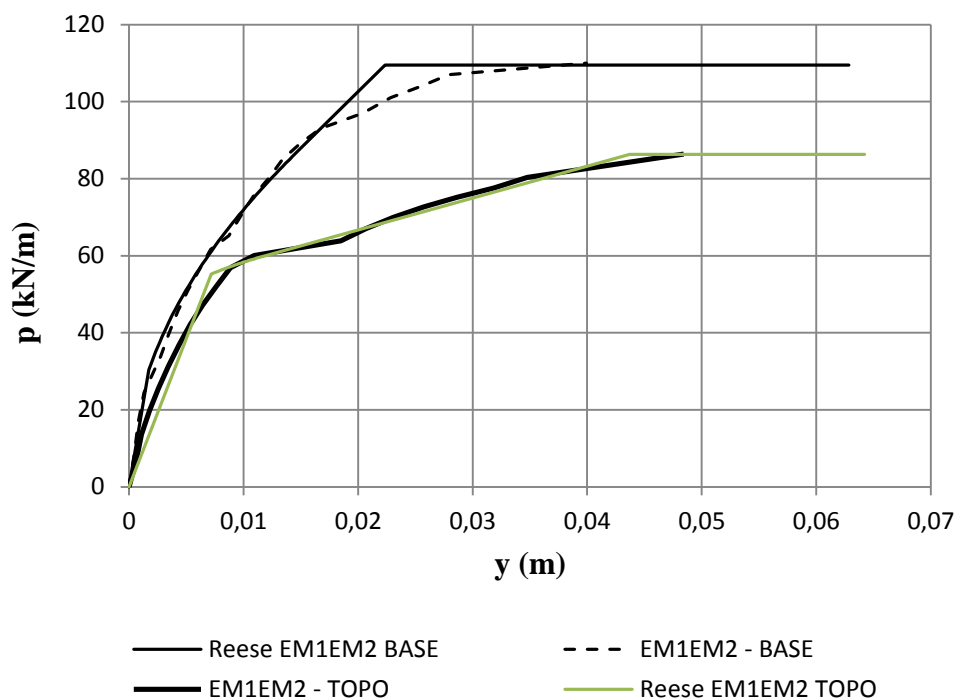


Figura 5.28 – Ajuste das curvas  $p$ - $y$  obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM1EM2 da Região A.

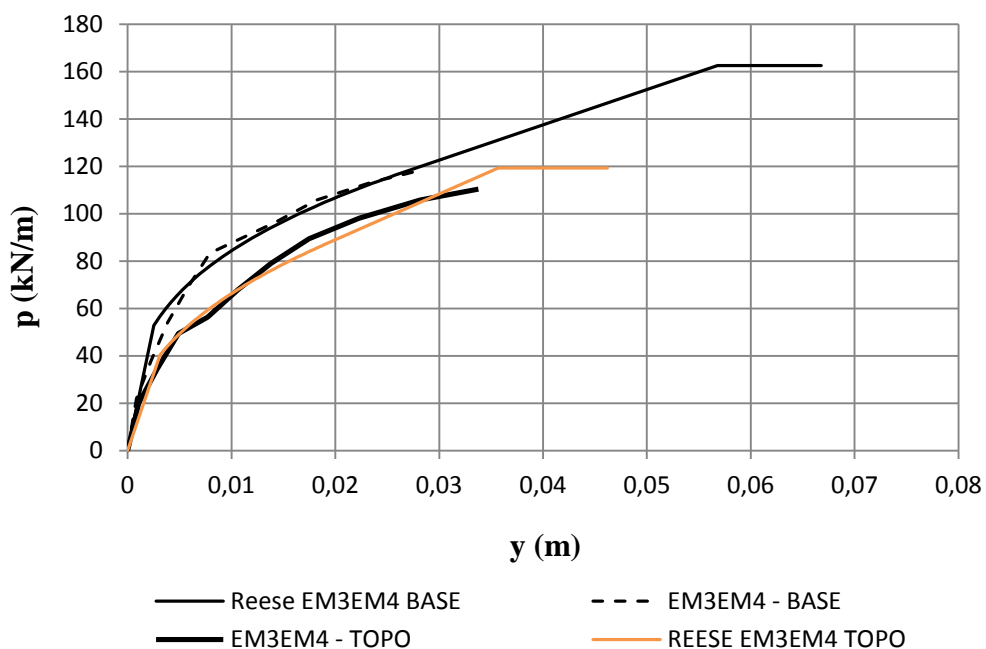


Figura 5.29 – Ajuste das curvas  $p$ - $y$  obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM3EM4 da Região A.

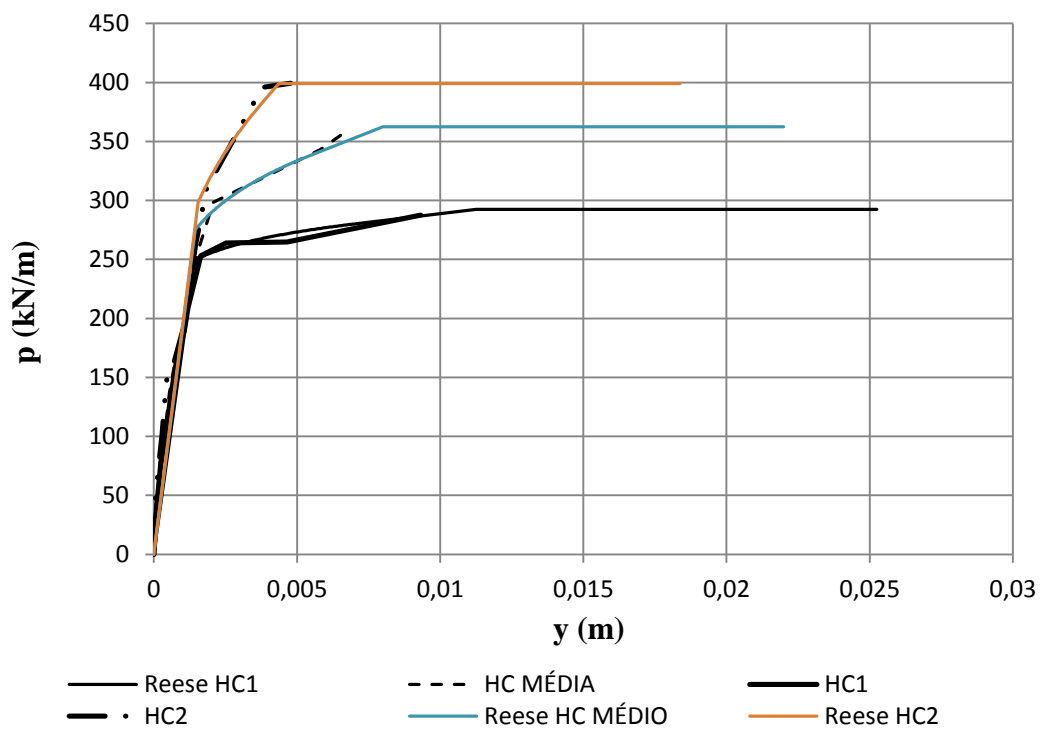


Figura 5.30 – Ajuste das curvas  $p$ - $y$  obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas hélice contínua da Região B.

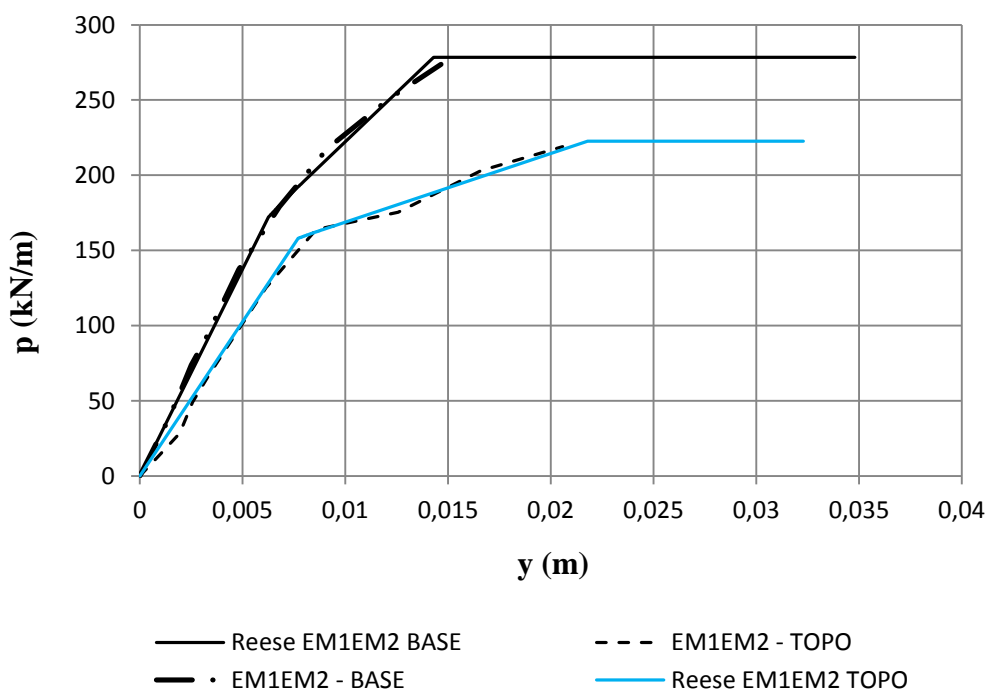
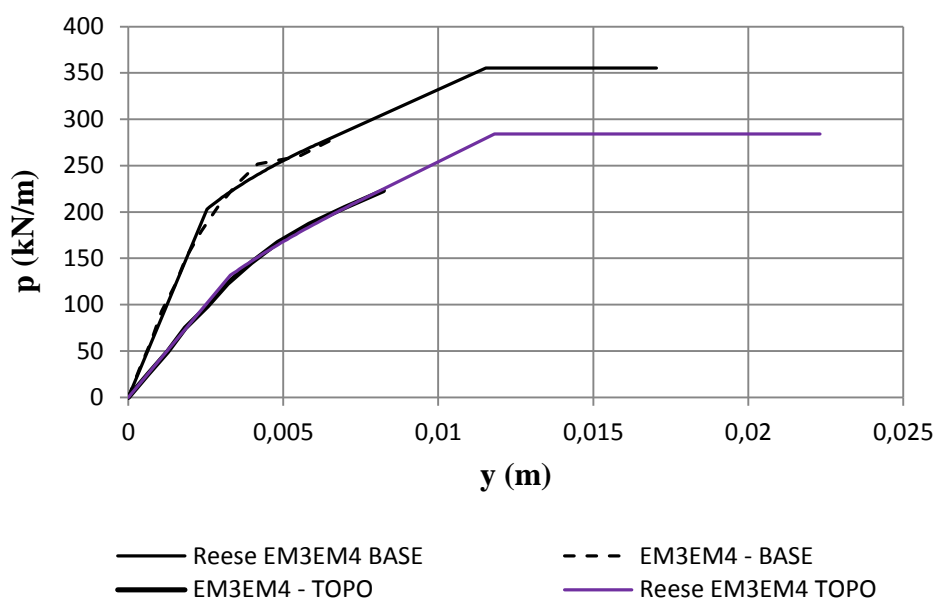


Figura 5.31 – Ajuste das curvas  $p$ - $y$  obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM1EM2 da Região B.



**Figura 5.32 – Ajuste das curvas p-y obtidas por Reese et al. (1974) para as estacas metálicas EM3EM4 da Região B.**

Para realizar os ajustes das curvas p-y obtidas pelo método de Reese et al. (1974), alguns parâmetros utilizados no método foram redefinidos, como os coeficientes A e B apresentados na Figura 2.25. Porém, o parâmetro ajustado de interesse é o coeficiente de reação horizontal ( $n_h$ ) a 0,50 m de profundidade. A Tabela 5.12 apresenta os valores de  $n_h$  obtidos após o ajuste das curvas experimentais e teóricas. A Tabela 5.13 apresenta os valores locais dos coeficientes A e B.

**Tabela 5.12 – Valores de  $n_h$  obtidos através do ajuste entre as curvas p-y por Reese et al. (1974) e as curvas p-y obtidas por Matlock e Reese (1961).**

LOCAL	$n_h$ (MN/m)						
	HC-1	HC - MÉDIO	HC-2	EM1EM2 - BASE	EM1EM2 - TOPO	EM3EM4 - BASE	EM3EM4 - TOPO
<b>REGIÃO A</b>	100,0	220,0	480,5	35,0	15,4	42,0	26,0
<b>REGIÃO B</b>	350,0	380,0	385,0	55,0	41,0	160,0	80,0

**Tabela 5.13 – Valores dos coeficientes A e B obtidos através do ajuste entre as curvas p-y por Reese et al. (1974) e as curvas p-y obtidas por Matlock e Reese (1961).**

LOCAL	Coeficientes A/B						
	HC-1	HC - MÉDIO	HC-2	EM1EM2 - BASE	EM1EM2 - TOPO	EM3EM4 - BASE	EM3EM4 - TOPO
<b>REGIÃO A</b>	6,45/4,8	6,8/6,3	7,8/7,6	6,57/5,2	5,18/3,6	12,4/9,0	9,1/6,7
<b>REGIÃO B</b>	9,6/9,2	11,9/11,1	13,1/12,6	12,5/8,8	10,0/7,35	20,0/15,4	16,0/12,0

Os valores de  $n_h$  obtidos através do ajuste entre as curvas teóricas e experimentais são determinados para faixas menores de deslocamentos horizontais (Figuras 5.27 a 5.32), que a faixa estabelecida de 6,0 mm a 12,0 mm utilizada para a proposição de Alizadeh e Davison (1970).

Para as estacas hélice contínua, os valores de  $n_h$  da Tabela 5.12 são muito superiores aos valores de  $n_h$  determinados através da proposição de Alizadeh e Davison (1970). Para as estacas metálicas, em geral, os valores de  $n_h$  foram bem mais próximos, principalmente para as estacas EM1EM2 – Topo (Região A), EM1EM2 – Base e EM1EM2 – Topo (Região B), as quais são consideradas iguais.

### 5.3.3 VARIAÇÃO DE $n_h$ COM A PROFUNDIDADE

Com o uso da Equação 5.11, foi estimado o valor de  $n_h$  através dos resultados  $N_{SPT}$  de sondagens de simples reconhecimento, proposto por Décourt (1991). Os valores de resistência a penetração foram corrigidos para  $(N_{60})_1$  e foram determinados a cada metro ao longo do perfil das Regiões A e B. A Figura 5.33 apresenta a variação de  $n_h$ , obtido pelo  $(N_{60})_1$ , ao longo da profundidade.

$$n_h = 1,6xN_{SPT} \quad (5.11)$$

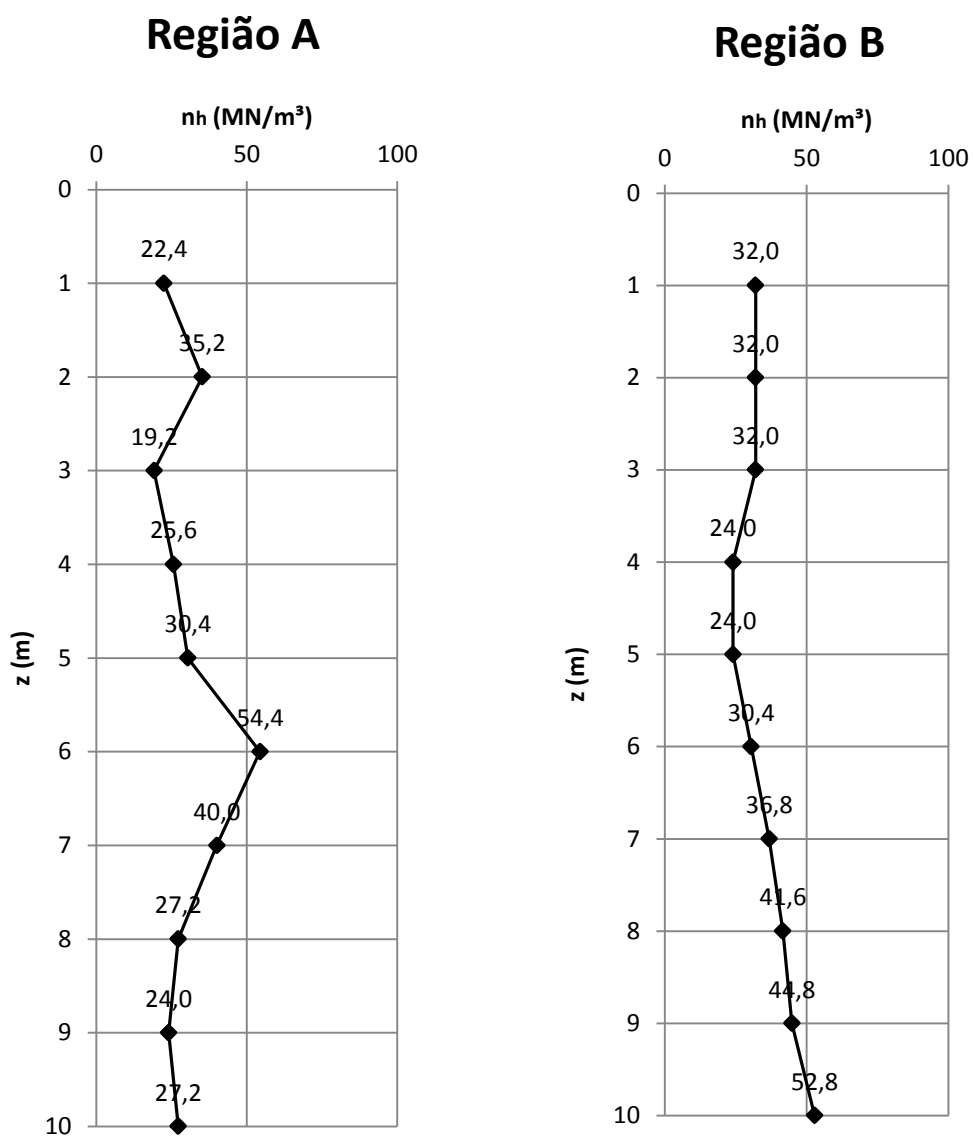


Figura 5.33 – Variação de  $n_h$  ao longo do perfil nas Regiões A e B da obra.

A proposta de Décourt (1991) para estimar  $n_h$  deve ser usada apenas para estimativas preliminares. É recomendado compará-lo aos valores experimentais de  $n_h$  determinados, conforme apresentado na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Comparação entre os valores de  $n_h$ .

REGIÃO	ESTACA	$n_h$ (MN/m <sup>3</sup> )		
		Alizadeh e Davisson (1970)	Ajuste da curva p-y Reese et al. (1974)	Pelo $N_{SPT}$ (Décourt, 1991)
A	HC1	34,9	100,0	22,4
	HC – Médio	37,2	220,0	
	HC2	52,8	480,5	
	EM1EM2 – Base	17,7	35,0	
	EM1EM2 – Topo	13,7	15,4	
	EM3EM4 – Base	22,3	42,0	
	EM3EM4 – Topo	17,3	26,0	
B	HC1	78,9	350,0	32,0
	HC – Médio	105,9	380,0	
	HC2	-	385,0	
	EM1EM2 – Base	54,5	55,0	
	EM1EM2 – Topo	37,7	41,0	
	EM3EM4 – Base	103,4	160,0	
	EM3EM4 – Topo	65,1	80,0	

Para a Região A, verifica-se que o valor de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$ , é 40% menor do que o valor médio de  $n_h$  obtido para as estacas hélice contínua por Alizadeh e Davisson (1970). As estacas metálicas EM1EM2 e EM3EM4, apresentam resultados bem mais próximos.

O valor de  $n_h$  obtido através do ajuste das curvas p-y teóricas foram muito superiores aos valores de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$ . Para as estacas metálicas, os resultados foram bem mais próximos especialmente para as estacas EM1EM2 – Topo e EM3EM4 – Topo.

A comparação também foi feita para a Região B. O valor de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$  foi aproximadamente 70% inferior aos valores de  $n_h$  determinados pelo método de Alizadeh e Davisson (1970) para a estaca metálica EM3EM4 e para o valor médio de  $n_h$  obtido para as estacas hélice contínua. Para as estacas metálicas EM1EM2, os mesmos resultados foram mais próximos.

O valor de  $n_h$  obtido através do ajuste das curvas p-y teóricas, para as estacas HC, na Região B, foram muito superiores aos valores de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$ .

Através dos valores de  $n_h$  obtidos pelo método de Alizadeh e Davisson (1970) e pelo ajuste da curva p-y teórica obtida por Reese et al. (1974) para profundidade de 0,5 m, pode-se ajustar a Equação 5.11 de Décourt (1991) para o solo local, obtendo-se uma nova constante para esta equação. A Tabela 5.15 apresenta novos valores para a Equação 5.11, em função do método utilizado para prever o  $n_h$ , para as estacas HC – MÉDIO, EM1EM2 – Base e EM3EM4 - Base nas as regiões A e B.

**Tabela 5.15 – Novos valores propostos da relação  $n_h$  x  $N_{SPT}$  para solos locais**

ESTACAS	REGIÃO A			REGIÃO B		
	HC – Média	EM1EM2 – Base	EM3EM4 – Base	HC – Média	EM1EM2 – Base	EM3EM4 – Base
<b>Alizadeh e Davisson (1970)</b>	$n_h=2,65.N^*$	$n_h=1,26.N$	$n_h=1,59.N$	$n_h=5,29.N$	$n_h=2,72.N$	$n_h=5,17.N$
<b>Ajuste da curva p-y</b>	$n_h=15,71.N$	$n_h=2,5.N$	$n_h=3,0.N$	$n_h=19,0.N$	$n_h=2,75.N$	$n_h=8,0.N$

\* resistência à penetração obtida pela sondagem SPT.

## **5.4 CAPACIDADE DE CARGA LATERAL DO SISTEMA SOLO - ESTACA**

### **5.4.1 CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICA**

A capacidade de carga do sistema solo – estaca carregada lateralmente foi obtida através de alguns dos métodos disponíveis na literatura técnica. Foram utilizados os métodos da NBR 6122/2010, Van der Veen (1953), Décourt (1996) e o critério de ruptura convencional de 25 mm. Entretanto, vale lembrar que todos esses métodos foram desenvolvidos para estimar a capacidade de carga em estacas submetidas apenas à compressão axial, pois não há métodos exclusivos para provas de carga horizontal.

Na Tabela 5.16, verificam-se os valores de capacidade de carga obtidos com os métodos selecionados, para todas as estacas analisadas nas duas regiões da obra.

Não foi possível aplicar o critério de ruptura convencional de 25 mm aos resultados das provas de carga nas estacas HC1, HC2 e EM3-EM4 – base na Região B, visto que os recalques na prova de carga ficaram aquém dos valores necessários à aplicação do método. Da mesma forma, o método da NBR 6122/2010 não pode ser aplicado às estacas HC1 e HC2, também na Região B.

Da mesma forma como Zammataro (2007) adotou em seu trabalho, a ruptura convencional pelo critério de ruptura convencional de 25 mm foi utilizada neste trabalho como referência para se estimar a capacidade de estacas carregadas horizontalmente. Porém, como na Região B o critério de ruptura convencional de 25 mm não foi possível de ser aplicado, é sugerido adotar para esta região, os valores de capacidade de carga obtidos pelo método de Van der Veen (1953). Os demais métodos abordados neste trabalho serão utilizados com o objetivo de comparação apenas.

Tabela 5.16 – Estimativa da carga de ruptura para as estacas ensaiadas.

ESTACA	CAPACIDADE DE CARGA (kN)							
	REGIÃO A				REGIÃO B			
	Rupt. Conven. 25 mm	NBR 6122	Van der Veen	Décourt	Rupt. Conven. 25 mm	NBR 6122	Van der Veen	Décourt
HC1	346	315	510	626	-	-	530	711
HC2	456	423	510	643	-	-	610	739
HC - Média	384	358	510	631	-	-	550	731
EM1EM2 - Base	169	99	280	386	335	184	454	580
EM3EM4 - Base	150	52	240	332	-	124	330	502

Entre as estacas, os valores mais elevados de capacidade de carga foram encontrados para as estacas hélice contínua. O diâmetro das estacas hélice contínua era o maior dentre as demais estacas, além disso, durante a aplicação do carregamento horizontal nas provas de carga havia solo reagindo contra a parede das estacas, ocasionando uma maior resistência lateral. Comparando-se os resultados entre as duas regiões, os valores encontrados para a Região B são bem superiores aos resultados obtidos na Região A, pois o aterro da Região B foi compactado com  $D_r = 70\%$ , já o aterro da Região A tinha sido compactado com  $D_r = 45\%$ .

O método da NBR 6122/2010 mostrou-se, para todas as estacas, o mais conservador, principalmente para as estacas metálicas. O critério de ruptura convencional de 25 mm apresentou-se intermediário aos métodos da NBR 6122/2010 e de Van der Veen (1953). O método de Décourt (1996) apresenta resultados relativamente altos em comparação com os demais métodos.

As Tabelas 5.17 e 5.18 apresentam um comparativo entre o critério de ruptura convencional de 25 mm com a NBR 6122/2010, para as Regiões A e B, respectivamente. Em todos os casos, a comparação foi feita apresentando a diminuição da carga de ruptura, em porcentagem, em relação ao método com maior valor obtido.

**Tabela 5.17 – Comparação entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e a NBR 6122/2010, na Região A.**

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Diferença (%)
	Rupt. Conven. 25 mm	NBR 6122	
HC1	346	315	9
HC2	456	423	7
HC – Média	384	358	7
EM1-EM2 – Base	169	99	41
EM3-EM4 – Base	150	52	65

**Tabela 5.18 – Comparação entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e a NBR 6122/2010, na Região B.**

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Diferença (%)
	Rupt. Conven. 25 mm	NBR 6122	
HC1	-	-	-
HC2	-	-	-
HC – Média	-	-	-
EM1-EM2 – Base	335	184	45
EM3-EM4 – Base	-	124	-

Analisando os valores das Tabelas 5.17 e 5.18, verifica-se uma grande diferença entre os métodos para as estacas metálicas EM1EM2 – Base – A,

EM3EM4 – Base – A e EM1EM2 – Base – B. Essas estacas apresentaram grandes valores de deslocamentos horizontais conforme apresentados na Tabela 4.1. Em geral, quando se tem grandes deslocamentos horizontais, o método da NBR 6122/2010 fornece valores bem mais conservadores que os demais métodos. Esta é a razão da diferença dos resultados das capacidades de carga entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e NBR 6122/2010, acima expostos, serem tão diferentes. Como exceção, observa-se a estaca HC1 – A, que apesar de sofrer grandes deslocamentos horizontais, apresenta pequena diferença de valores de capacidade de carga entre os métodos comparados.

Comparando-se as capacidades de carga entre as duas regiões pelo critério de ruptura convencional de 25 mm, para as estacas EM1EM2, têm-se valores para a Região B 50% superiores aos da Região A. Para as demais estacas, não foi feita tal comparação devido a não aplicação dos métodos para a Região B. Já se utilizando a NBR 6122/2010, os valores obtidos para a Região A são 45% inferiores para as estacas EM1EM2 – Base, e 54% inferiores para as estacas EM3EM4 – Base.

Comparações entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e o método de Van der Veen (1953) são apresentadas nas Tabelas 5.19 e 5.20.

**Tabela 5.19 – Comparação entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e o método de Van der Veen (1953), na Região A.**

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Diferença (%)
	Rupt. Conven. 25 mm	Van der Veen	
HC1	346	510	32
HC2	456	510	11
HC – Média	384	510	25
EM1-EM2 – Base	169	280	40
EM3-EM4 – Base	150	240	38

**Tabela 5.20 – Comparação entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e o método de Van der Veen (1953), na Região B.**

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Diferença (%)
	Rupt. Conven. 25 mm	Van der Veen	
HC1	-	530	-
HC2	-	610	-
HC – Média	-	550	-
EM1-EM2 – Base	335	554	40
EM3-EM4 – Base	-	330	-

Comparando-se com o critério da ruptura convencional de 25 mm, o método de Van der Veen (1953) fornece valores bem mais altos. A variação percentual variou de 38% a 40% para as estacas metálicas. Para a estaca HC1 na Região A, a variação foi de 32%, já para a estaca HC2 na Região A, a variação foi bem menor, igual a 11%.

Analisando-se os valores entre as Regiões A e B para as estacas EM1EM2 – Base, tem-se um acréscimo de 50% de capacidade de carga para a Região B tanto para o método da ruptura convencional de 25 mm, quanto para o Van der Veen (1953). Para as demais estacas, não foi feita tal comparação utilizando-se o método da ruptura convencional de 25 mm devido à impossibilidade de aplicação do método para a Região B. Comparando-se os valores obtidos através de Van der Veen (1953), para as estacas EM3EM4 – Base foi encontrado valor na ordem de 27% maior para a Região B. Para as estacas HC1 este aumento foi de apenas 4%, e para as estacas HC2, o aumento foi de 16%.

A comparação entre os métodos da ruptura convencional de 25 mm e de Décourt (1996) são apresentados nas Tabelas 5.21 e 5.22.

**Tabela 5.21 – Comparação entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e Décourt (1996), na Região A.**

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Diferença (%)
	Rupt. Conven. 25 mm	Décourt	
HC1	346	626	45
HC2	456	643	29
HC – Média	384	631	40
EM1-EM2 – Base	169	386	56
EM3-EM4 – Base	150	332	55

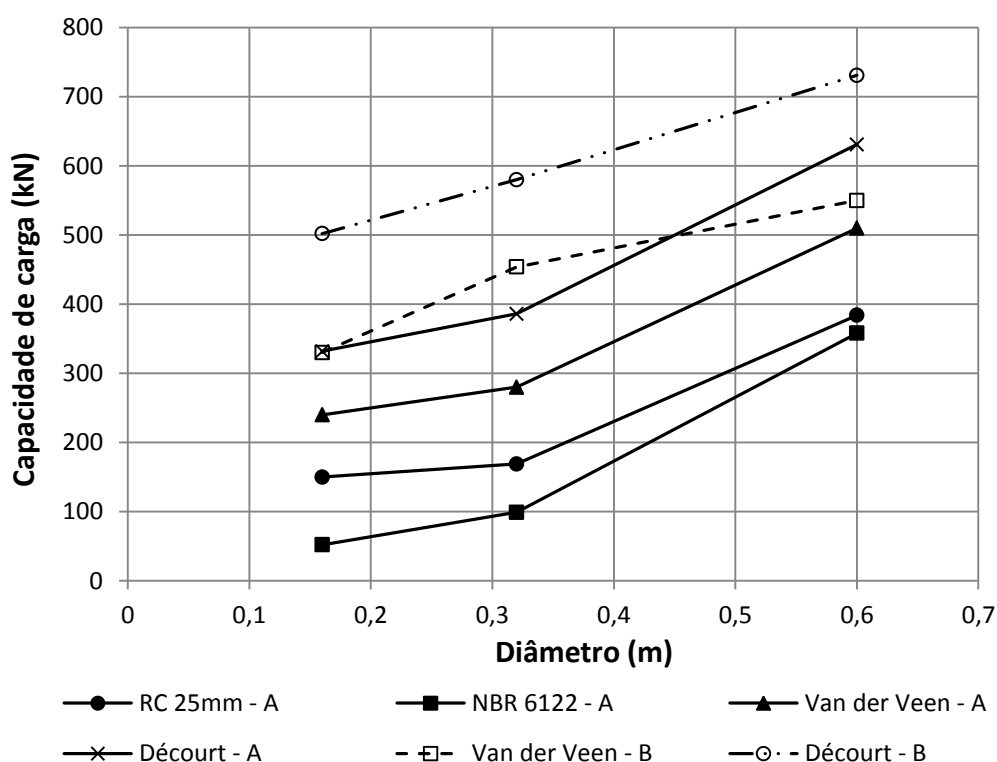
**Tabela 5.22 – Comparação entre o critério de ruptura convencional de 25 mm e Décourt (1996), na Região B.**

Estaca	Carga de ruptura (kN)		Diferença (%)
	Rupt. Conven. 25 mm	Décourt	
HC1	-	711	-
HC2	-	739	-
HC – Média	-	731	-
EM1-EM2 – Base	335	580	42
EM3-EM4 – Base	-	502	-

Dentre todos, Décourt (1996) foi o método que forneceu os valores mais elevados de capacidade de carga. Comparando-se estes valores com os resultados obtidos pelo critério da ruptura convencional de 25 mm verifica-se uma variação de 42% a 56% para as estacas metálicas. Para a Região A, a variação foi igual a 45% para a estaca HC1 e para a estaca HC2 a diferença foi de 29%.

Entre as Regiões A e B, para o método de Décourt (1996), teve-se um acréscimo de 34% para as estacas metálicas. Para as estacas hélice contínua o aumento foi igual a 13%.

A variação da capacidade de carga em função do diâmetro da estaca é exibida na Figura 5.34. Sabe-se que o processo executivo das estacas (escavadas x cravada) tem influência nesta análise, mas mesmo diante disto a análise foi feita. Para a Região A, a comparação foi feita para todos os métodos abordados, porém para a Região B, esta comparação foi feita apenas para os métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996), já que os outros métodos não se mostraram aplicáveis aos resultados. A capacidade de carga das estacas hélice contínua (diâmetro de 0,60 m) representa o valor médio obtido para as estacas HC1 e HC2, denominada HC – Médio. Para as estacas metálicas, foram utilizados os valores de capacidade de carga correspondentes às estacas EM1EM2 – Base e EM3EM4 – Base (diâmetros equivalentes iguais a 0,32 m 0,16 m, respectivamente).



**Figura 5.34 – Variação da capacidade de carga do sistema solo – estaca em função do diâmetro da estaca.**

Verifica-se que à medida que se aumenta o diâmetro da estaca, maiores valores de capacidade de carga são obtidos. Ao mesmo tempo, nota-se que os valores obtidos para a Região B são superiores aos valores da Região A para os métodos analisados.

#### 5.4.2 CARGA ADMISSÍVEL

A carga admissível horizontal foi obtida neste trabalho dividindo-se a carga de ruptura obtida pelos métodos do item 5.4.1 por um fator de segurança igual a 2,5, sugerido por Velloso e Lopes (2010) para estacas solicitadas horizontalmente.

A Tabela 5.23 apresenta os valores da carga admissível determinados para as estacas em estudo.

Tabela 5.23 – Carga admissível horizontal das estacas.

ESTACA	CARGA ADMISSÍVEL (kN)							
	REGIÃO A				REGIÃO B			
	Rupt. Conv. 25 mm	NBR 6122	Van der Veen	Décourt	Rupt. Conv. 25 mm	NBR 6122	Van der Veen	Décourt
HC1	138	126	204	250	-	-	212	284
HC2	182	169	204	257	-	-	244	296
HC - Média	154	143	204	252	-	-	220	292
EM1EM2 - Base	68	40	112	154	134	74	182	232
EM3EM4 - Base	60	21	96	133	-	50	132	201

### 5.4.3 CAPACIDADE DE CARGA HORIZONTAL TEÓRICA

Um dos métodos para determinar capacidade de carga horizontal teórica das estacas é o método de Broms (1964b), apresentado no item 2.9.2 (Capítulo 2). Para se aplicar o método, é necessário classificar as estacas quanto ao seu comprimento e rigidez. A classificação utilizada foi a sugerida por Davisson (1970), a qual utiliza a Equação 5.10, para obtenção do comprimento característico (T). Os valores de  $n_h$  utilizados para obtenção do valor de T foram determinados através do método de Alizadeh e Davison (1970). As Tabelas 5.24 e 5.25 apresentam os resultados de  $n_h$  e T utilizados para classificar as estacas nas Regiões A e B.

**Tabela 5.24 – Valores de  $n_h$  e T para classificação das estacas na Região A.**

	$n_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	T (m)	L/T
HC1	34,9	1,29	7,75
HC2	52,8	1,18	8,47
EM1EM2 – Base	17,7	1,25	4,80
EM3EM4 – Base	22,3	1,05	5,71

**Tabela 5.25 – Valores de  $n_h$  e T para classificação das estacas na Região B.**

	$n_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	T (m)	L/T
HC1	78,9	1,08	9,25
HC2	-	-	-
EM1EM2 – Base	54,5	1,00	6,00

<b>EM3EM4 – Base</b>	103,4	0,77	7,79
----------------------	-------	------	------

De acordo com Davisson (1970), todas as estacas podem ser classificadas como flexíveis ou longas, pois o critério utilizado para classificação das estacas leva em consideração a interação solo – estrutura, ou seja, rigidez do solo e do material da estaca. Por isso, uma estaca de menor comprimento, como as estacas metálicas deste trabalho, pode não ser curta para o critério.

Como o solo do local é essencialmente arenoso e sabendo-se que as estacas são flexíveis (longas), foram determinadas as capacidades de carga conforme o método de Broms (1964b) para solos não coesivos, apresentado no item 2.9.2. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.26 para as Regiões A e B. São apresentadas na mesma tabela as cargas admissíveis correspondentes, assumindo-se um fator de segurança de 2,5.

**Tabela 5.26 – Capacidade de carga teórica por Broms (1964b).**

<b>ESTACA</b>	<b>REGIÃO A</b>		<b>REGIÃO B</b>	
	<b>Capacidade de carga (kN)</b>	<b>Carga admissível (kN)</b>	<b>Capacidade de carga (kN)</b>	<b>Carga admissível (kN)</b>
<b>HC</b>	1722	689	1849	740
<b>EM1EM2</b>	172	69	193	77
<b>EM3EM4</b>	65	26	74	30

Apesar de o método proposto por Hansen (1961) ter sido elaborado exclusivamente para estacas curtas, foram determinados os valores de capacidade de carga por este método apenas para efeito de comparação com o modelo de Broms (1964b). Foram seguidos os procedimentos do item 2.3.1 e foram determinados os resultados para as estacas hélice contínua e metálicas. A Tabela 5.27 apresenta estes valores.

Tabela 5.27 – Capacidade de carga teórica por Hansen (1961).

ESTACA	REGIÃO A		REGIÃO B	
	Capacidade de carga (kN)	Carga admissível (kN)	Capacidade de carga (kN)	Carga admissível (kN)
HC	321	129	512	205
EM1EM2	89	36	148	59
EM3EM4	59	24	96	38

Para análise comparativa, foram usados também os resultados das cargas de ruptura obtidos pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) para as estacas hélice contínua e metálicas. Foram escolhidas as curvas p-y na profundidade igual a 0,50 m. A Tabela 5.28 mostra os resultados obtidos.

Tabela 5.28 – Capacidade de carga teórica por Reese et al. (1974) e API (1993).

ESTACA	REGIÃO A		REGIÃO B	
	Capacidade de carga (kN)	Carga admissível (kN)	Capacidade de carga (kN)	Carga admissível (kN)
HC - Reese	508	203	670	268
HC - API	530	212	708	283
EM1EM2 - Reese	131	52	174	70
EM1EM2 - API	128	51	175	70
EM3EM4 - Reese	54	22	74	30
EM3EM4 - API	51	20	71	28

Os métodos teóricos para determinação da capacidade de carga do sistema solo - estaca foram comparados através das Figuras 5.35 a 5.39. As cargas são dadas na unidade kN.

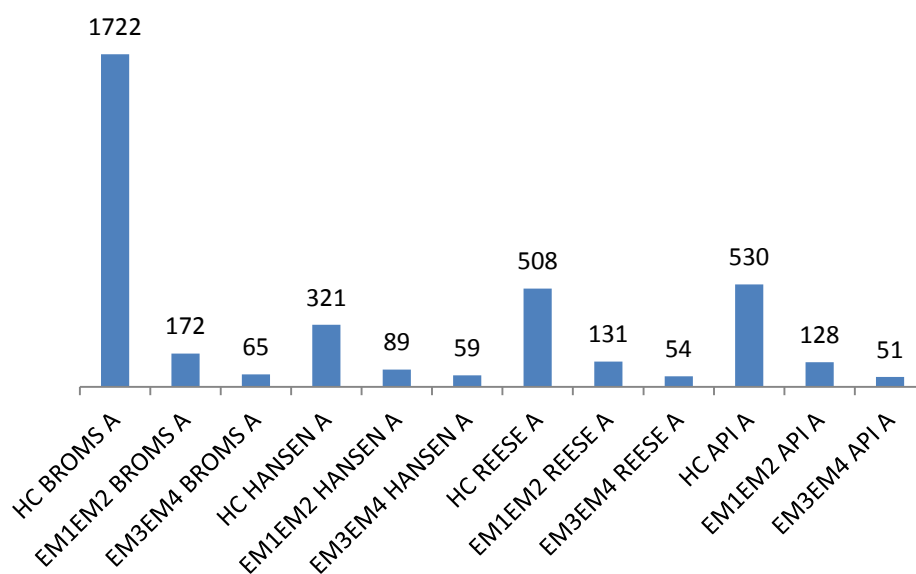


Figura 5.35 – Cargas de ruptura (kN) por métodos teóricos para a Região A.

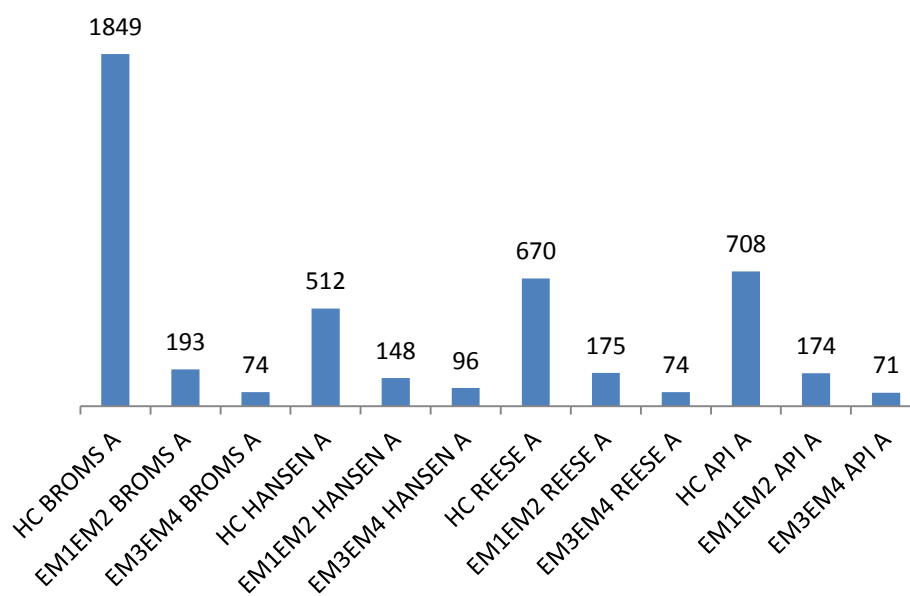


Figura 5.36 – Cargas de ruptura (kN) por métodos teóricos para a Região B.

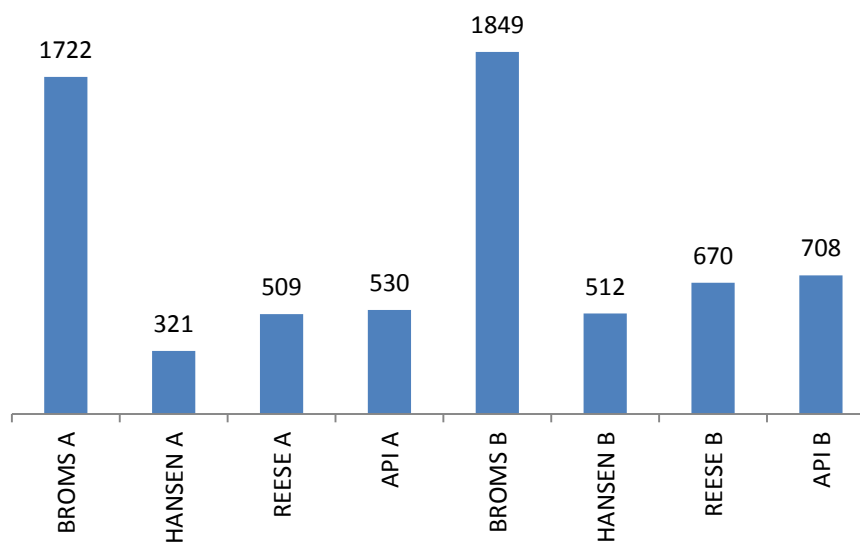
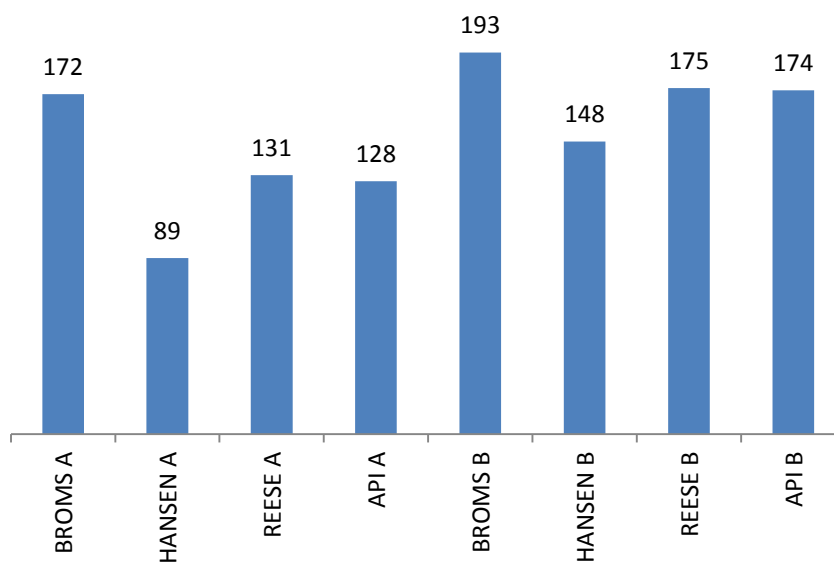
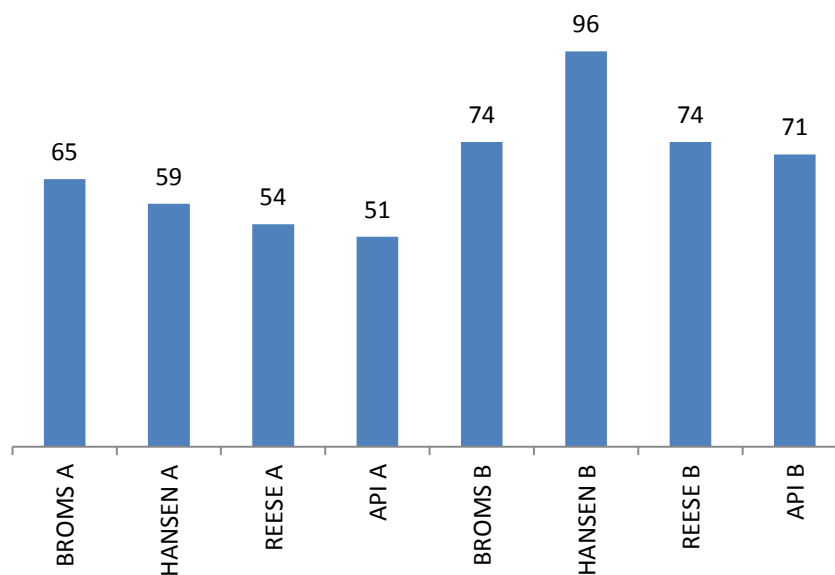


Figura 5.37 – Comparação das cargas de ruptura por métodos teóricos das estacas hélice contínua pelos métodos de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).



**Figura 5.38 – Comparação das cargas de ruptura por métodos teóricos das estacas metálicas EM1EM2 pelos métodos de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).**



**Figura 5.39 – Comparação das cargas de ruptura por métodos teóricos das estacas metálicas EM3EM4 pelos métodos de Broms (1964b), Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).**

Nas Figuras 5.35 e 5.36 verifica-se que, para todas as estacas, o método de Broms (1964b) apresenta valores de capacidade de carga mais elevados que os valores correspondentes a Hansen (1961), com exceção apenas para as estacas EM3EM4 na Região B, no qual o método de Hansen (1961) apresenta valor 23% superior ao obtido por Broms (1964b). Na Região A, para a mesma estaca EM3EM4, Hansen (1961) é apenas 8% inferior ao valor determinado por Broms (1964b). Para as estacas hélice contínua, os valores obtidos por Broms (1964b) são em média 400% superiores aos de Hansen (1961) e 300% superiores aos de Reese et al (1974) e API (1993). Para as estacas EM1EM2, os resultados de Hansen (1961) são 48% e 23% inferiores aos obtidos por Broms (1964b) para as Regiões A e B, respectivamente.

O método de Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993) apresentaram valores mais próximos para as estacas hélice contínua. Para a Região A, o método de Hansen (1961) foi em média 38% inferior aos de Reese et al. (1974) e API (1993), enquanto que na Região B esta redução foi de 25%.

Os resultados da capacidade de carga horizontal obtidos pelos métodos aumentam conforme aumenta a seção transversal da estaca.

Analisando os gráficos das Figuras 5.37, 5.38 e 5.39, verifica-se que os valores de capacidade de carga determinados para a Região B são superiores aos valores obtidos para a Região A, devido ao aterro da Região B ter sido compactado com uma densidade relativa bem maior que o da Região A. Os valores obtidos para a Região A, para todas as estacas, são aproximadamente 9% inferiores aos valores determinados para a Região B através dos métodos de Broms (1964b). Para o método de Hansen (1961), os resultados são em média 38% inferiores entre as regiões. Para os métodos de reese et al. (1974) e API (1993), verifica-se que esta redução entre as duas regiões é de 25%.

A maior diferença encontrada para Hansen (1961), entre as Regiões A e B pode se dever ao procedimento por tentativas recomendado pelo método para estimar a capacidade de carga horizontal de estacas.

Em termos gerais, os resultados obtidos para as estacas hélice contínua pelo método de Broms (1964b), são muito superiores aos valores determinados por Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993).

Uma análise comparativa foi feita entre os métodos de capacidade de carga obtidos através das provas de carga e pelos métodos teóricos, e foram apresentados nas Tabelas 5.29 e 5.30.

Verifica-se que o método de Broms (1964b), para as estacas HC são muito superiores a todos os outros métodos. Porém, para as estacas EM1EM2 é ligeiramente superior ao valor obtido pelo critério de Ruptura Convencional de 25 mm e inferior aos métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996). Já para as estacas EM3EM4, este método é bastante conservador, sendo aproximadamente 30% superior ao valor obtido pela NBR 6122/2010.

**Tabela 5.29 – Comparação entre os métodos de capacidade de carga para a Região A.**

ESTACA	CAPACIDADE DE CARGA (kN)							
	REGIÃO A							
	RC* 25 mm	NBR* 6122	Van der* Veen	Décourt*	Broms	Hansen	Reese et al.	API
HC	384	358	510	731	1722	321	508	530
EM1EM2	169	99	280	386	172	89	131	128
EM3EM4	150	52	240	332	65	59	54	51

\* Foram obtidos valores médios de capacidade de carga para as estacas HC e valores do conjunto de relógios “base” para as estacas metálicas.

O método de Hansen (1961) apresenta-se bem conservador. Seus resultados são muito próximos aos valores obtidos pela NBR 6122/2010. Já os resultados

obtidos pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) para as estacas HC são muito parecidos com o resultados gerados por Van der Veen (1953).

**Tabela 5.30 – Comparação entre os métodos de capacidade de carga para a Região B.**

ESTACA	CAPACIDADE DE CARGA (kN)							
	REGIÃO B							
	RC* 25 mm	NBR* 6122	Van der* Veen	Décourt*	Broms	Hansen	Reese et al.	API
HC	-	-	550	631	1849	512	670	708
EM1EM2	335	184	554	800	193	148	175	174
EM3EM4	-	124	330	502	74	96	74	71

\* Foram obtidos valores médios de capacidade de carga para as estacas HC e valores do conjunto de relógios “base” para as estacas metálicas.

Para a Região B, o método de Broms (1964b), para as estacas HC, novamente apresenta valores muito superiores, inclusive ao de Van der Veen (1953) e Décourt (1996). Para as demais estacas, apresenta-se bem conservador, principalmente para as estacas EM3EM4.

Para Hansen (1961), o resultado obtido para as estacas HC é apenas 10% inferior ao obtido por Van der Veen (1953). Para as demais estacas, tornam-se bem conservadores.

Os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993), para as estacas HC, foram altos. Não obstante, ainda foram muito inferiores aos resultados obtidos por Broms (1964b), porém são superiores inclusive aos valores determinados por Décourt (1996).

Os valores elevados de capacidade de carga obtidos neste trabalho pelo método de Broms (1964b) para as estacas HC, também foram obtidos por Zammataro (2007). Para as estacas metálicas, os resultados de capacidade de carga apresentam boa concordância com os valores obtidos por Tonin (1977) e Costa e Meireles (1984).

Apesar de ser recomendada sua aplicação a apenas estacas curtas, verifica-se que através do método de Hansen (1961), foram determinados valores de capacidade de carga próximos aos de outros métodos. Estes valores foram, em todos os casos, bem conservadores.

## **5.5 ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS AO LONGO DAS ESTACAS**

Foram analisados os deslocamentos, cortantes e momentos fletores ao longo do comprimento das estacas.

Os deslocamentos determinados pelas provas de carga foram comparados com resultados obtidos através do método de Miche (1930) e do programa computacional Geo5 – Estacas – versão 5.15.18.0 (Fine, 2010).

As provas de carga foram realizadas em diversos estágios de carregamento. Para evitar o grande número de gráficos nas análises que seguem, escolheu-se o último estágio de carregamento, o qual se refere ao maior carregamento horizontal aplicado às estacas, carregamento este que proporcionou os maiores deslocamentos horizontais das estacas ( $y_t$ ).

Para determinação dos deslocamentos horizontais pelo método de Miche (1930) foi utilizada a Equação 5.12.

$$y = 2,40 * \left( \frac{HT^3}{EI} \right) \quad (5.12)$$

em que:

H = carga horizontal aplicada na superfície do terreno.

T = comprimento característico.

EI = rigidez à flexão da estaca.

Foi utilizado o valor do comprimento característico T para o último carregamento das provas de cargas.

Para utilizar o programa computacional, Geo5 – Estacas é necessário definir alguns parâmetros do solo que compõe o perfil do terreno, como peso específico, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade. Todos os dados necessários para alimentar o programa foram obtidos a partir das Figuras 3.7 e 3.8, e Tabelas 3.3 e 3.4 do capítulo 3. Os valores de  $n_h$  obtidos por Matlock e Reese (1961) foram utilizados na modelagem. Estes valores de  $n_h$  estão apresentados na Tabela 5.11. No programa, determinam-se os deslocamentos horizontais da estaca ao longo do seu comprimento. Portanto, para as estacas metálicas foi possível obter os deslocamentos horizontais para os pontos de leituras “base” e “topo”, feitos nas provas de carga. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.29.

Para as estacas HC, foram encontrados resultados um pouco mais conservadores pelo método de Miche (1930), comparados aos valores obtidos nas provas de carga. Os resultados obtidos pelo Geo5 foram mais próximos aos da prova de carga apenas para a estaca HC2 na Região A. Os demais resultados foram ora bem menores ou bem maiores que os resultados das provas de carga.

Comparando-se os resultados das estacas metálicas da Região A, as provas de carga geraram deslocamentos horizontais 15% e 35% menores que os obtidos pelo programa computacional Geo5, para as estacas EM1-EM2 e EM3-EM4,

respectivamente. Já na Região B, estes valores são 50% e 70% menores para as estacas EM1-EM2 e EM3-EM4, respectivamente.

Nas estacas EM1EM2 da Região A, os resultados foram os mais próximos aos das provas de carga.

Em termos gerais, os deslocamentos horizontais obtidos pelo programa computacional Geo5, em geral são maiores que os deslocamentos horizontais obtidos pelas provas de carga. Ao contrário, o método de Miche (1930), apresenta resultados, em geral, mais conservadores que os obtidos pelas provas de carga.

Os valores dos momentos fletores máximos, obtidos pelo programa computacional Geo5, podem ser comparados conforme Tabela 5.30. Em termos gerais, os valores dos momentos fletores máximos obtidos para as estacas hélice contínua e metálicas foram elevados, na ordem de 15 a 20 vezes superiores aos obtidos por Almeida (2008) para estacas Strauss com comprimento igual a 12 m e diâmetro de 400mm, e 6 a 12 vezes superiores aos vistos por Del Pino Júnior (2003) para estacas escavadas, com trado mecânico, com 300mm de diâmetro e 10m de comprimento.

**Tabela 5.31 – Comparação dos deslocamentos horizontais (mm).**

ESTACA	DESLOCAMENTO HORIZONTAL (mm)					
	REGIÃO A			REGIÃO B		
	PCE	MICHE	GEO5	PCE	MICHE	GEO5
HC1	59,11	50,75	28,61	12,64	9,80	18,81
HC2	28,43	23,43	22,94	7,09	5,19	17,67
EM1EM2 – Base	54,62	45,83	61,68	25,14	19,53	54,35
EM1EM2 - Topo	65,95	55,80	78,29	31,97	25,18	72,87
EM3EM4 - Base	42,96	34,51	66,94	13,16	9,34	42,88

<b>EM3EM4 - Topo</b>	51,53	41,75	85,65	19,13	13,98	60,46
--------------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

**Tabela 5.32 – Comparação dos momentos fletores (kN.m).**

<b>ESTACA</b>	<b>MOMENTO FLETOR MÁXIMO (kN.m)</b>	
	<b>REGIÃO A</b>	<b>REGIÃO B</b>
<b>HC1</b>	747,17	663,84
<b>HC2</b>	704,97	650,45
<b>EM1EM2 – Base</b>	526,16	667,01
<b>EM1EM2 - Topo</b>	537,17	685,58
<b>EM3EM4 - Base</b>	396,67	404,47
<b>EM3EM4 - Topo</b>	403,66	414,84

As Figuras 5.40 a 5.51 mostram os gráficos de deslocamentos horizontais, esforço cortante e momento fletor versus profundidade, obtidos através do programa computacional Geo5 - Estacas.

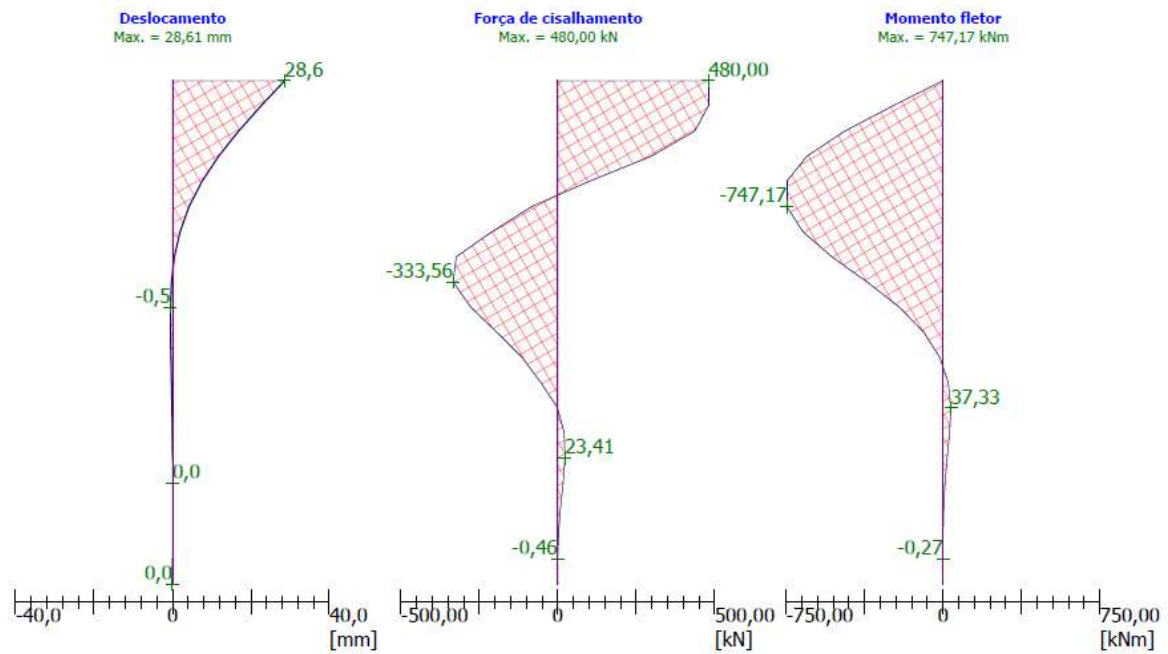


Figura 5.40 – Comportamento estrutural da estaca HC1 – A.

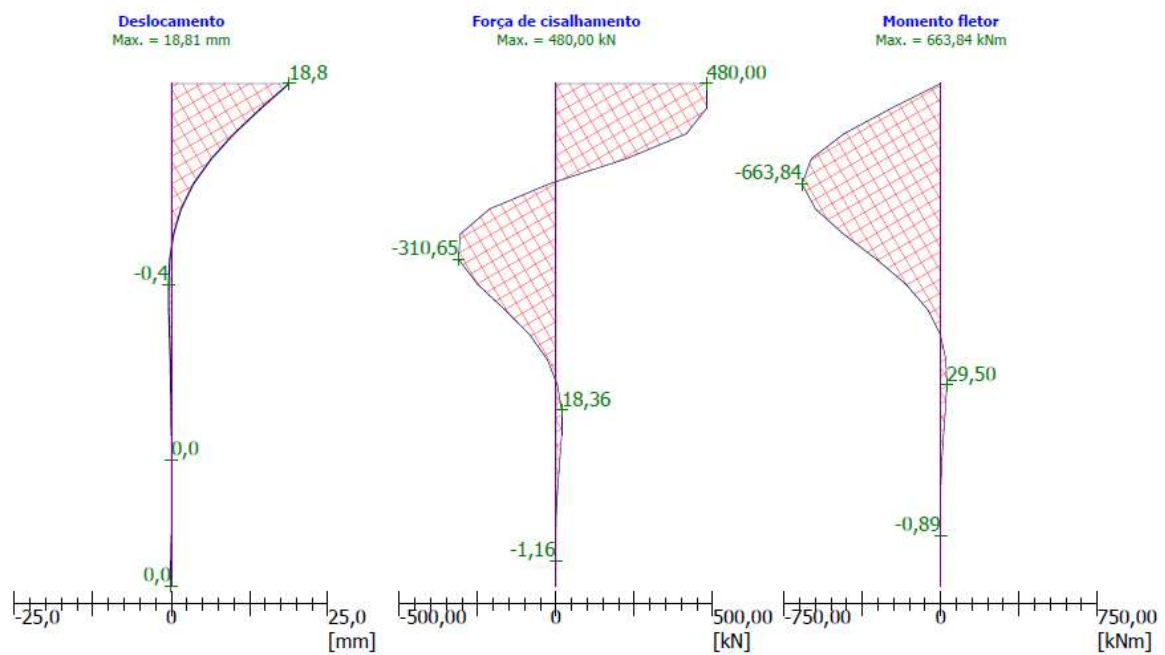


Figura 5.41 – Comportamento estrutural da estaca HC1 – B.

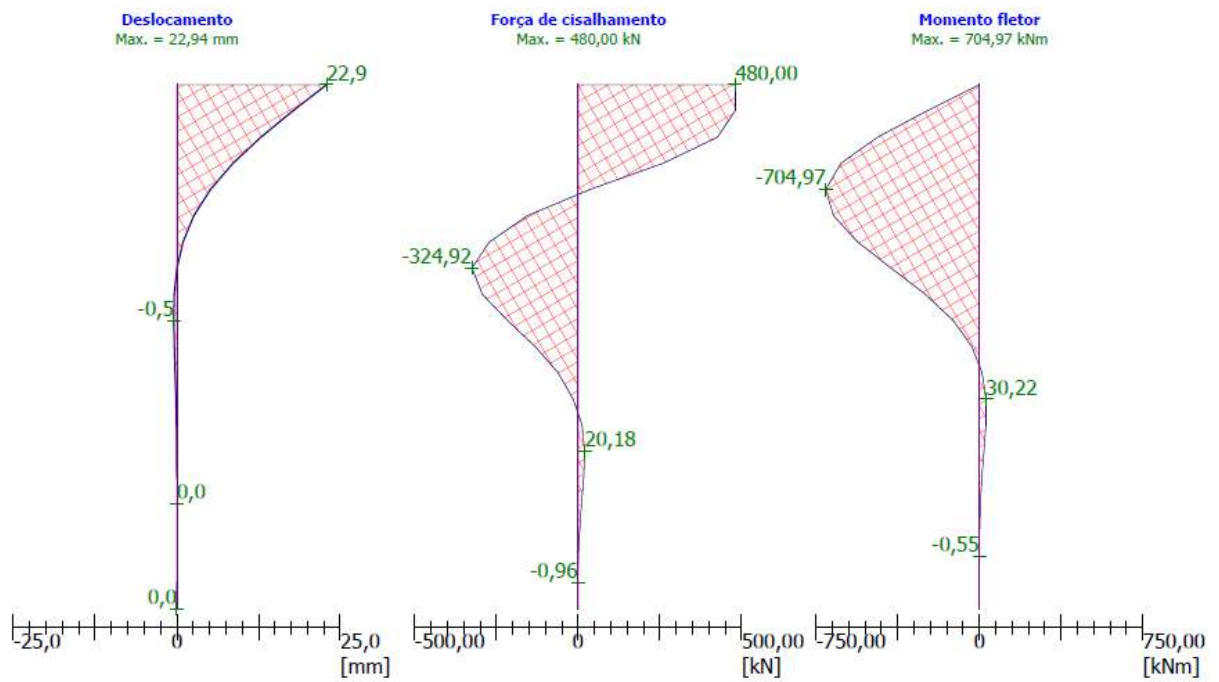


Figura 5.42 – Comportamento estrutural da estaca HC2 – A.

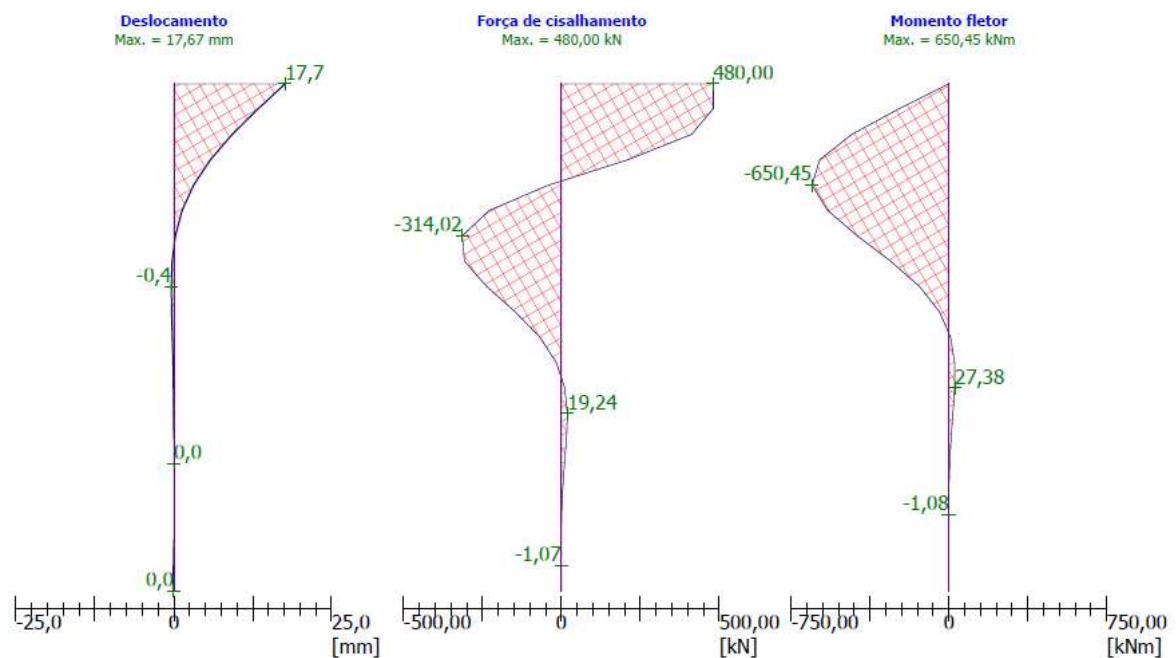


Figura 5.43 – Comportamento estrutural da estaca HC2 – B.

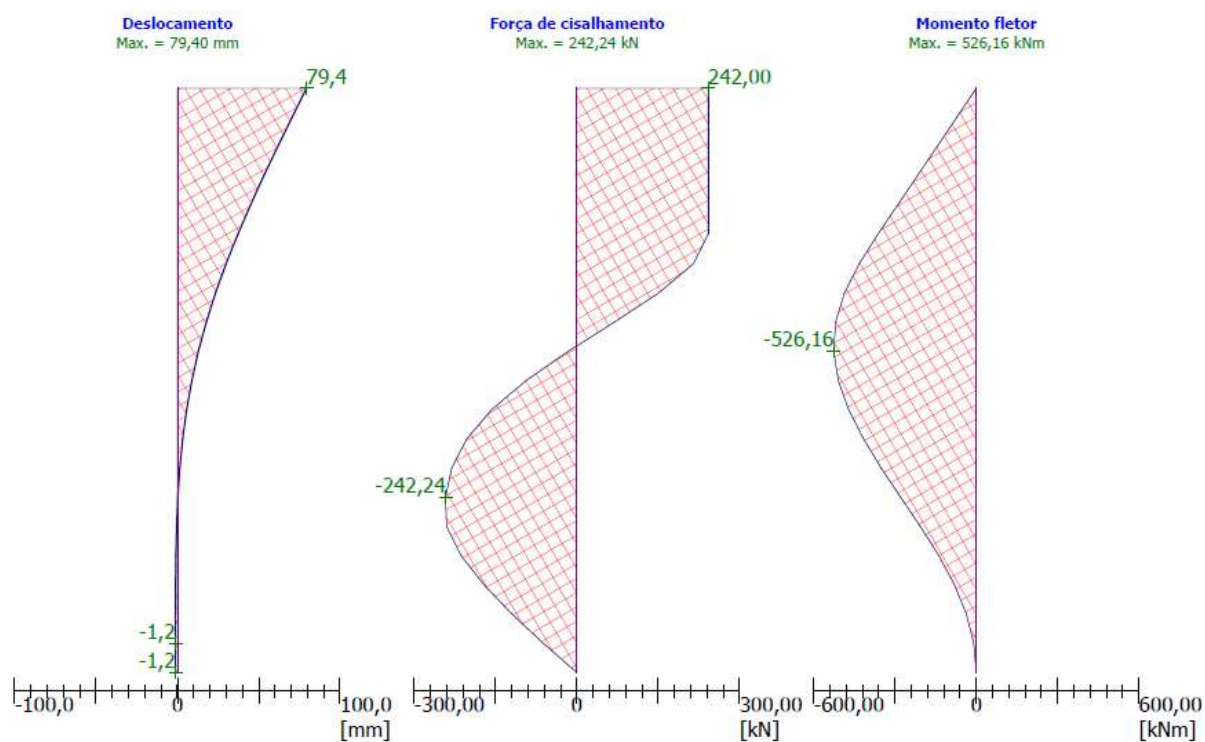


Figura 5.44 – Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Base - A.

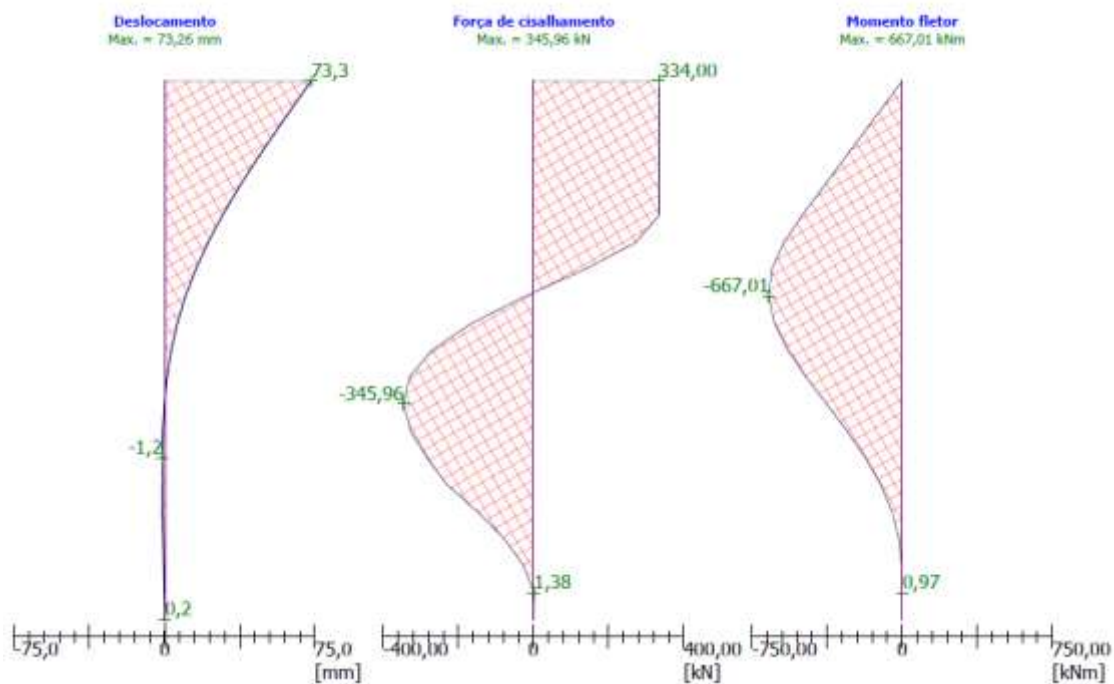


Figura 5.45 – Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Base - B.

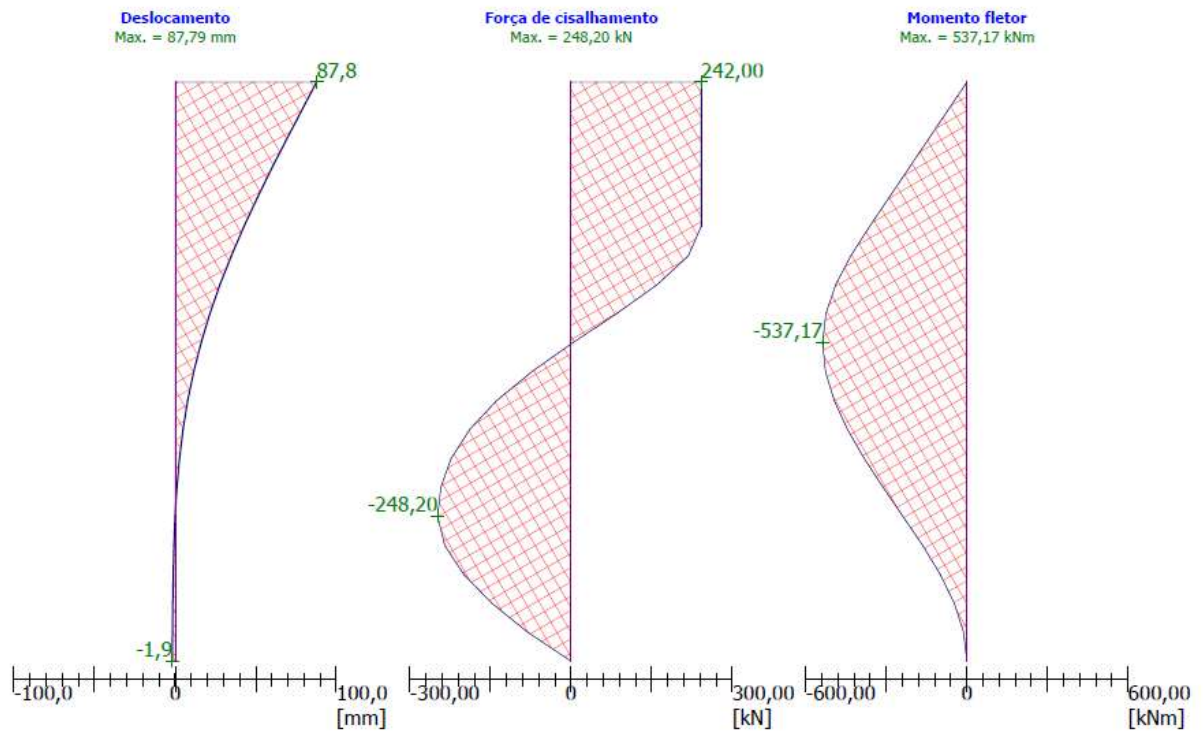


Figura 5.46 – Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Topo - A.

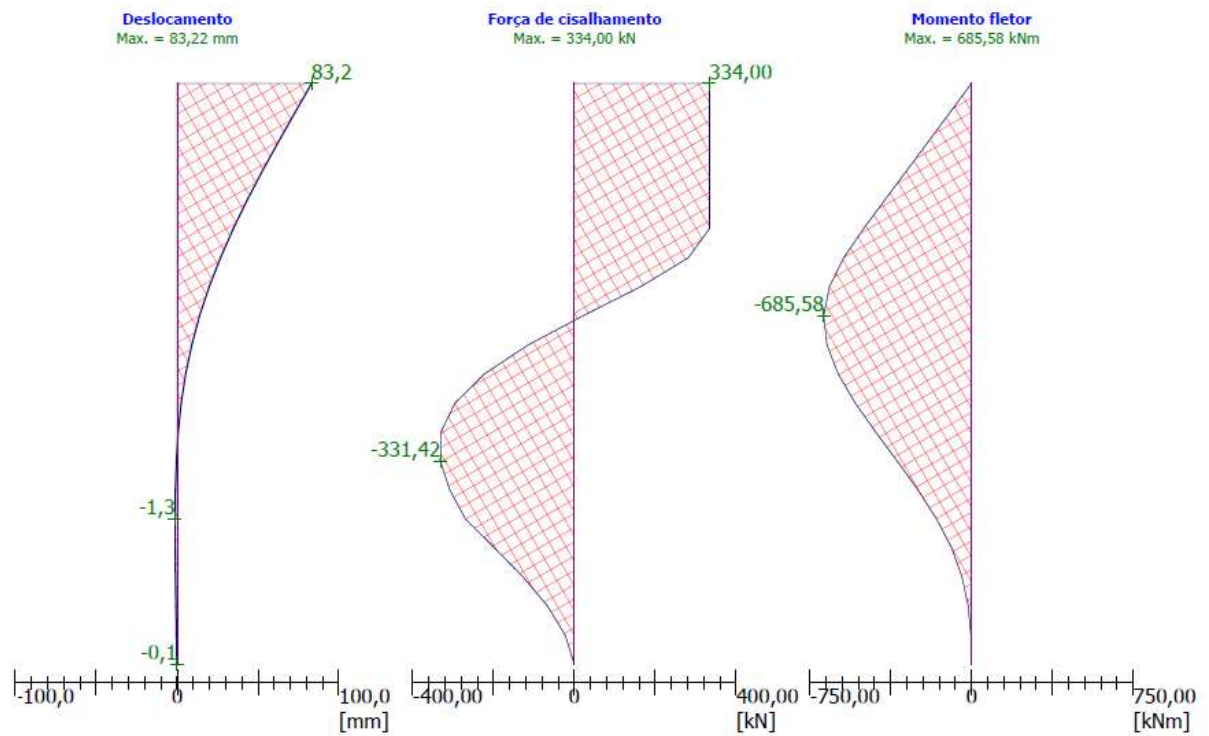


Figura 5.47 – Comportamento estrutural da estaca EM1EM2 – Topo - B.

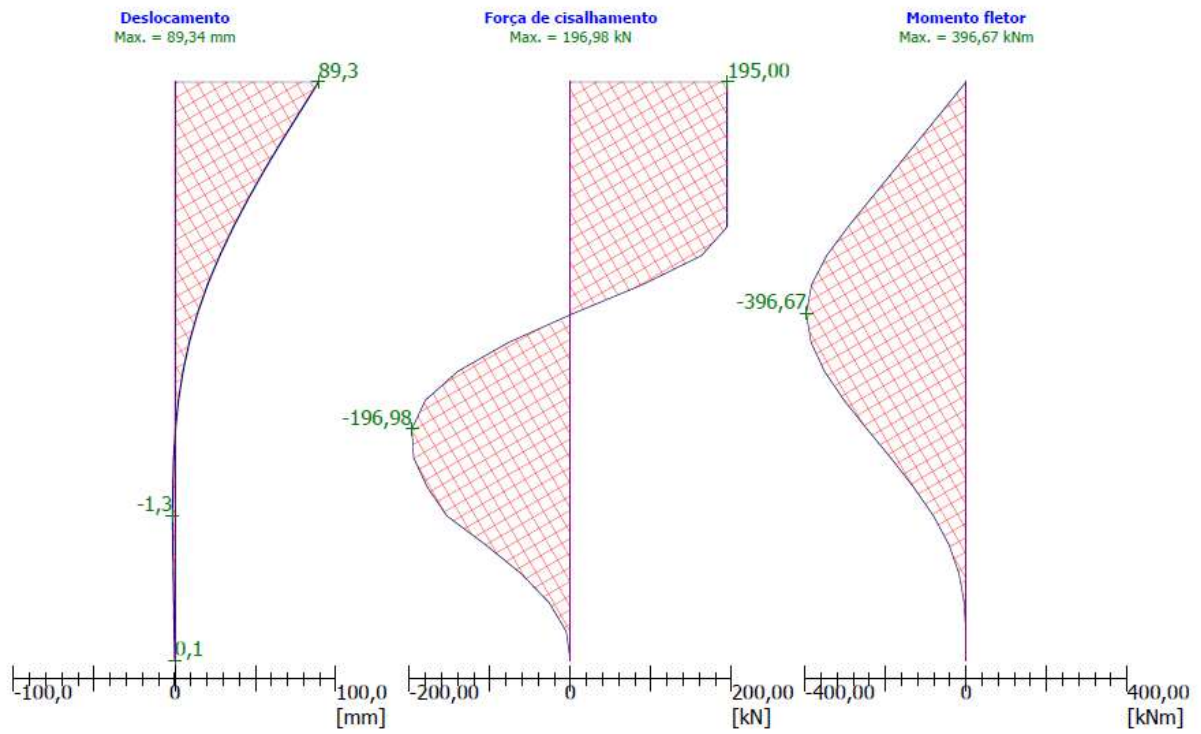


Figura 5.48 – Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Base – A.

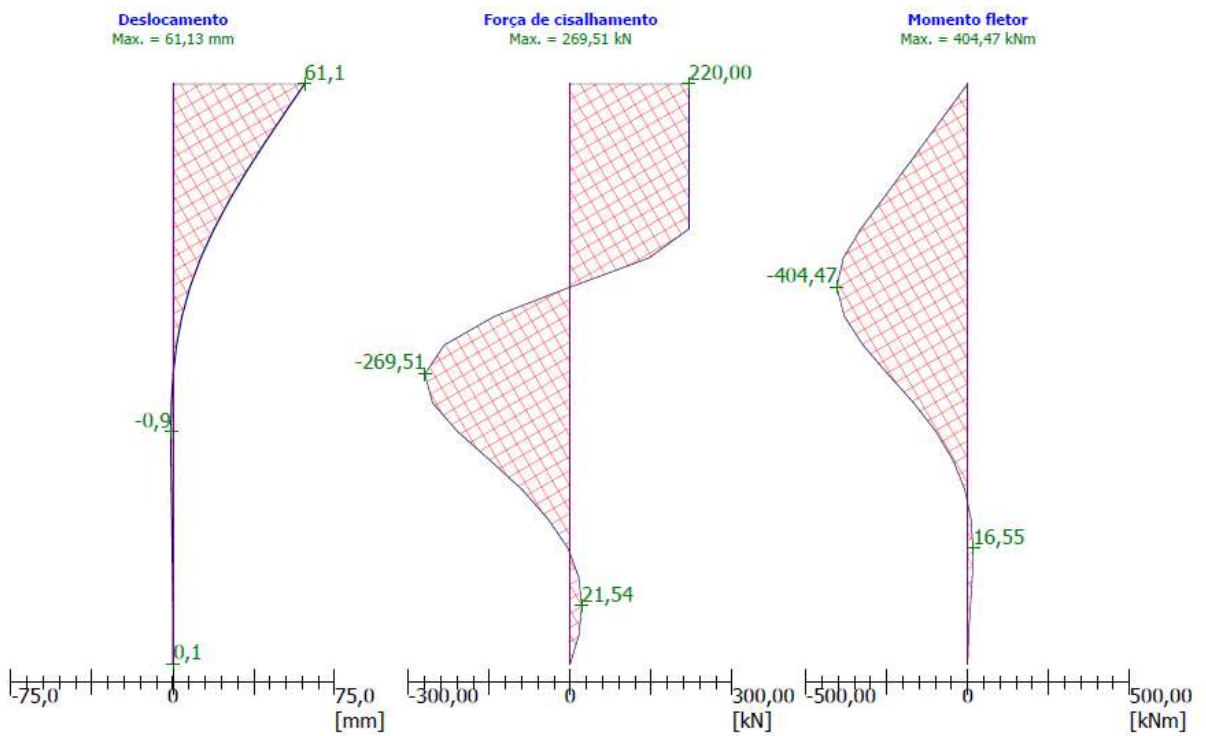


Figura 5.49 – Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Base – B.

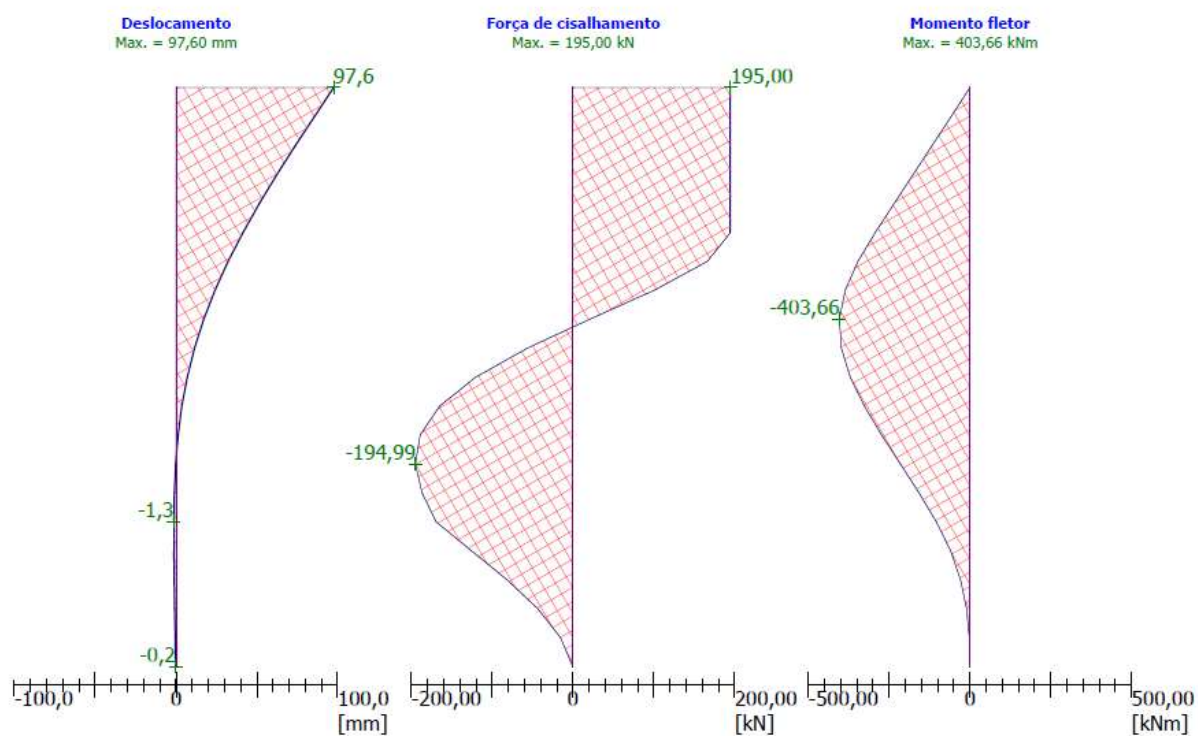


Figura 5.50 – Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Topo – A.

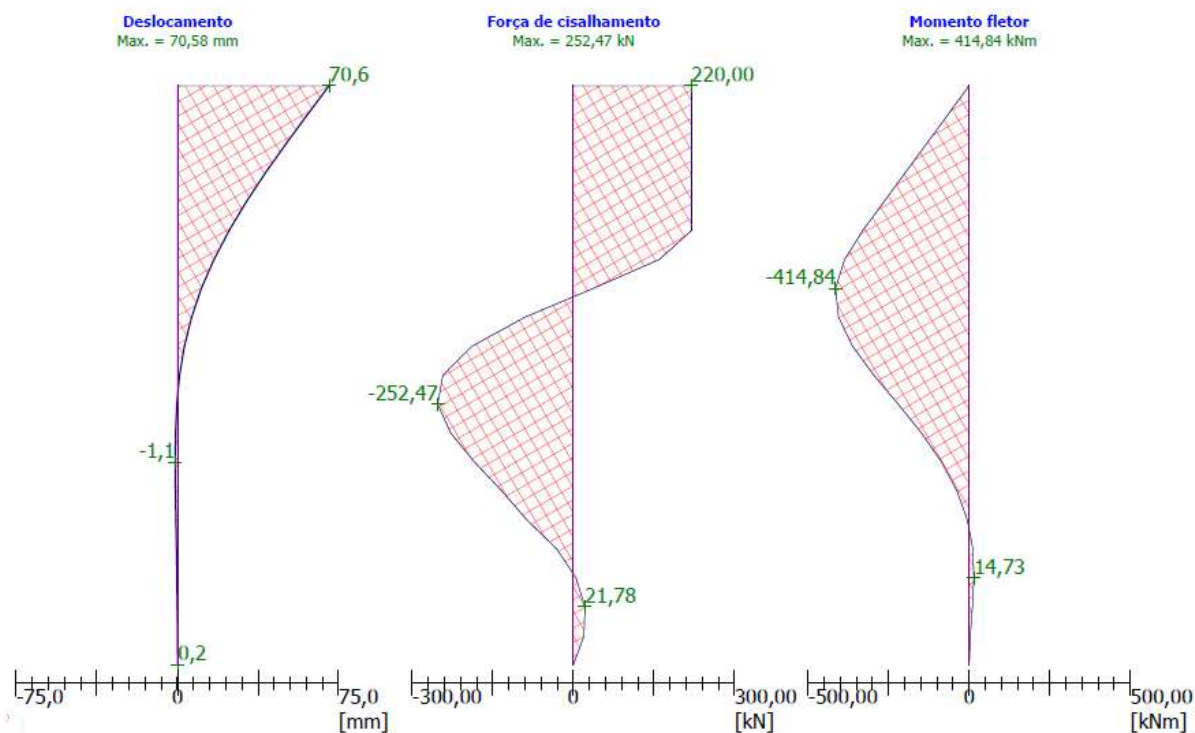


Figura 5.51 – Comportamento estrutural da estaca EM3EM4 – Topo – B.

## CAPÍTULO 6

# CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Este trabalho foi realizado para investigar o comportamento de estacas escavadas hélice contínua e estacas cravadas metálicas submetidas a carregamentos laterais em areia. As estacas foram ensaiadas em duas áreas de aterro diferentes no mesmo local. Os aterros diferenciam-se pela densidade relativa com que foram compactados, 45% e 70%, respectivamente. Cada área recebeu um par idêntico de estacas hélice contínua e dois pares idênticos de estacas metálicas com perfil “H”. Em cada par de estacas foi executada uma prova de carga estática.

A partir dos resultados das provas de carga apresentados na Tabela 4.1, foram obtidas curvas p-y através do método de Matlock e Reese (1961) para as estacas hélice contínua e metálicas.

Foram feitas análises por meio das curvas p-y utilizando o método proposto por Reese et al. (1974) e pelo American Petroleum Institute (API, 1993), para solos não coesivos.)

Para baixos níveis de carregamentos, as curvas obtidas pelos dois métodos coincidem. Após esta faixa inicial, como o método proposto por Reese et al. (1974) adota um formato parabólico da curva p-y e o modelo proposto pelo API (1993) utiliza um formato hiperbólico para prever a curva p-y, as curvas apresentam formas diferentes até atingirem a carga de ruptura.

Em termos gerais, as cargas de ruptura obtidas através dos dois métodos teóricos são parecidas, divergindo os valores em uma faixa de 0,2% a 6,6%.

As curvas p-y obtidas pelos métodos teóricos foram diretamente comparadas às curvas p-y obtidas por Matlock e Reese (1961), a uma profundidade superficial de 0,5 m.

Não houve concordância entre as curvas obtidas por Matlock e Reese (1961) e as teóricas. Os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) fornecem valores de reação muito inferiores aos obtidos por Matlock e Reese (1961), para um mesmo nível de deslocamento. Para todas as estacas, as curvas p-y teóricas apresentam valores de reação lateral do solo ( $p$ ) 70% a 90% menores em comparação aos das curvas obtidas por Matlock e Reese (1961).

Conclui-se que os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) não fornecem previsões adequadas quando aplicados ao problema em estudo, sendo necessária a modificação de parâmetros dos métodos.

Os valores de  $n_h$  foram obtidos para  $y_0 = 6$  e  $12$  mm, deslocamentos que representam os limites inferior e superior da faixa comumente utilizada para a determinação de  $n_h$ . Em complementação, também foi determinado  $n_h$  para o deslocamento médio de  $9$  mm, sendo este valor considerado como representativo para a estaca correspondente nas análises.

Foram obtidos valores de  $n_h$  variando entre  $13,7$  e  $52,8$  MN/m<sup>3</sup> para a Região A e entre  $37,7$  e  $105,9$  MN/m<sup>3</sup> para a Região B.

Na Região A, as estacas hélice contínua apresentaram resultados de  $n_h$  superiores aos obtidos para as estacas metálicas.

Entre as Regiões A e B, verifica-se que houve uma diferença significativa dos valores obtidos de  $n_h$ . O coeficiente de reação horizontal médio para as estacas hélice contínua na Região A foi 65% inferior ao da Região B. Comportamento semelhante é observado para as estacas metálicas, as quais apresentaram coeficiente de reação horizontal na Região A, 68% a 78% inferiores aos da Região B.

Essa grande diferença de valores entre as Regiões A e B se deve ao aterro compactado com maior densidade relativa na Região B, o que confere uma maior resistência lateral. O aterro na Região B foi compactado com  $D_r = 70\%$ , enquanto que na Região A o aterro foi compactado com  $D_r = 45\%$ .

Na Região A, os valores de  $n_h$  obtidos para as estacas hélice contínua foram semelhantes aos valores reportados na literatura para estacas moldadas in situ, com diâmetros entre 0,3 e 1 m. Já os valores obtidos para as estacas metálicas foram 10 vezes superiores aos valores obtidos por Fanton (1982) para perfis metálicos H, com 0,3 m de mesa. Os valores de  $n_h$  encontrados para as estacas metálicas EM1EM2 foram 20% superiores aos valores obtidos por Zammataro (2007) e Albuquerque et al. (2004) para estacas escavadas e hélice contínua com diâmetro igual a 0,4 m, por Alonso (1998) para estacas hélice contínua de 0,5 m de diâmetro, e por Miguel (1996) para estacas raiz de diâmetro igual a 0,25 m e Miranda Júnior (2006) para estacas pré-moldadas de 0,18 m de diâmetro. Já para as estacas metálicas EM3EM4 foram obtidos valores de  $n_h$  iguais aos valores determinados por Miranda Júnior (2006) para estacas raiz de 0,4 m de diâmetro.

Na Região B, os valores obtidos para as estacas hélice contínua HC foram semelhantes aos valores obtidos por Alonso (1986) para estacas Franki com 0,6 m de diâmetro. Também para estacas Franki, Cintra (1981) obteve valores próximos aos obtidos nessa pesquisa para estacas hélice contínua. Os valores obtidos para as estacas metálicas EM1-EM2, são próximos aos valores obtidos por Miranda Júnior (2006) e Miranda Júnior et al. (2008) para estacas ômega de 0,4 m de diâmetro, Alonso (1986) para estacas escavadas de 1,0 m de diâmetro e Lemo et al. (2004) para estacas do tipo broca para diâmetros de 0,4 m. Já para as estacas metálicas EM3EM4, os valores encontrados por Alonso (1986) e Cintra (1981) para estacas Franki de 0,6 m de diâmetro e por Miranda Júnior et al. (2008) para estacas ômega de 0,4 m de diâmetro são semelhantes aos valores obtidos neste trabalho.

Estimou-se o valor de  $n_h$  através dos resultados  $N_{SPT}$  de sondagens de simples reconhecimento, proposto por Décourt (1991).

Para a Região A, verifica-se que o valor de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$ , é 40% menor do que o valor médio de  $n_h$  obtido para as estacas hélice contínua por Alizadeh e Davisson (1970). O valor de  $n_h$  obtido através do ajuste das curvas p-y teóricas foram muito superiores aos valores de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$ . Para as estacas metálicas, os resultados foram bem mais concordantes.

A comparação também foi feita para a Região B. O valor de  $n_h$  obtido pelo  $N_{SPT}$  foi aproximadamente 70% inferior aos valores de  $n_h$  determinados pelo método

de Alizadeh e Davisson (1970). Para as estacas metálicas EM1EM2, os mesmos resultados foram mais próximos.

A capacidade de carga do sistema solo – estaca carregada lateralmente foi obtida com base em provas de carga através de alguns dos métodos disponíveis na literatura técnica. Foram utilizados os métodos da NBR 6122/2010, Van der Veen (1953), Décourt (1996) e o critério de ruptura convencional de 25 mm. Entretanto, vale lembrar que todos esses métodos foram desenvolvidos para estimar a capacidade de carga em estacas submetidas apenas à compressão axial, pois não há métodos exclusivos para provas de carga horizontal.

Entre as estacas, os valores mais elevados de capacidade de carga foram encontrados para as estacas hélice contínua. O diâmetro das estacas hélice contínua era o maior dentre as demais estacas, além disso, durante a aplicação do carregamento horizontal nas provas de carga havia solo reagindo contra a parede das estacas, ocasionando uma maior resistência lateral. Comparando-se os resultados entre as duas regiões, os valores encontrados para a Região B são bem superiores aos resultados obtidos na Região A, pois o aterro da Região B foi compactado com  $D_r = 70\%$ , já o aterro da Região A tinha sido compactado com  $D_r = 45\%$ .

O método da NBR 6122/2010 mostrou-se, para todas as estacas, o mais conservador, principalmente para as estacas metálicas. O critério de ruptura convencional de 25 mm apresentou-se intermediário aos métodos da NBR 6122/2010 e de Van der Veen (1953). O método de Décourt (1996) apresentou resultados relativamente altos em comparação com os demais métodos.

Foram determinadas as capacidades de carga conforme o método de Broms (1964b) e Hansen (1961) para solos não coesivos.

O método de Broms (1964b) apresenta valores de capacidade de carga mais elevados que os valores correspondentes a Hansen (1961), com exceção apenas para as estacas EM3EM4 na Região B, no qual o método de Hansen (1961) apresenta valor 23% superior ao obtido por Broms (1964b). Na Região A, para a mesma estaca EM3EM4, Hansen (1961) é apenas 8% inferior ao valor determinado

por Broms (1964b). Para as estacas hélice contínua, os valores obtidos por Broms (1964b) são em média 400% superiores aos de Hansen (1961) e 300% superiores aos de Reese et al (1974) e API (1993). Para as estacas EM1EM2, os resultados de Hansen (1961) são 48% e 23% inferiores aos obtidos por Broms (1964b) para as Regiões A e B, respectivamente.

O método de Hansen (1961), Reese et al. (1974) e API (1993) apresentaram valores mais próximos para as estacas hélice contínua. Para a Região A, o método de Hansen (1961) foi em média 38% inferior aos de Reese et al. (1974) e API (1993), enquanto que na Região B esta redução foi de 25%.

Os valores obtidos para a Região A, para todas as estacas, são aproximadamente 9% inferiores aos valores determinados para a Região B através dos métodos de Broms (1964b). Para o método de Hansen (1961), os resultados são em média 38% inferiores entre as regiões. Para os métodos de reese et al. (1974) e API (1993), verifica-se que esta redução entre as duas regiões é de 25%.

Uma análise comparativa foi feita entre os métodos de capacidade de carga obtidos através das provas de carga e pelos métodos teóricos.

Verifica-se que o método de Broms (1964b), para as estacas HC são muito superiores a todos os outros métodos. Porém, para as estacas EM1EM2 é ligeiramente superior ao valor obtido pelo critério de Boston e inferior aos métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1996). Já para as estacas EM3EM4, este método é bastante conservador, sendo aproximadamente 30% superior ao valor obtido pela NBR 6122/2010.

O método de Hansen (1961) apresenta-se bem conservador. Seus resultados são muito próximos aos valores obtidos pela NBR 6122/2010. Já os resultados obtidos pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) para as estacas HC são muito parecidos com o resultados gerados por Van der Veen (1953).

Para a Região B, o método de Broms (1964b), para as estacas HC, novamente apresenta valores muito superiores, inclusive ao de Van der veen (1953) e Décourt (1996). Para as demais estacas, apresenta-se bem conservador, principalmente para as estacas EM3EM4.

Para Hansen (1961), o resultado obtido para as estacas HC é apenas 10% inferior ao obtido por Van der Veen (1953). Para as demais estacas, tornam-se bem conservadores.

Os métodos de Reese et al. (1974) e API (1993), para as estacas HC, foram altos. Não obstante, ainda foram muito inferiores aos resultados obtidos por Broms (1964b), porém são superiores inclusive aos valores determinados por Décourt (1996).

Os valores elevados obtidos neste trabalho pelo método de Broms (1964b) para as estacas HC, também foram obtidos por Zammataro (2007). Para as estacas metálicas, os resultados apresentam boa concordância com os valores obtidos por Tonin (1977) e Costa e Meireles (1984).

Apesar de ser recomendada sua aplicação a apenas estacas curtas, verifica-se que através do método de Hansen (1961), foram determinados valores de capacidade de carga aproximados com outros métodos. Estes valores foram, em todos os casos, bem conservadores.

Os deslocamentos determinados pelas provas de carga foram comparados com resultados obtidos através do método de Miche (1930) e do programa computacional Geo5 – Estacas – versão 5.15.18.0.

Em termos gerais, os deslocamentos horizontais obtidos pelo programa computacional Geo5, em geral, são maiores que os deslocamentos horizontais obtidos pelas provas de carga. Ao contrário, o método de Miche (1930), apresenta resultados, em geral, mais conservadores que os obtidos pelas provas de carga.

## 6.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Realizar provas de carga com monitoramento da sucção do solo (potencial matricial), possibilitando uma análise mais profunda do comportamento do sistema solo – estaca.
- Realizar provas de carga com estacas instrumentadas com inclinômetro e straingages para a determinação dos deslocamentos horizontais e dos esforços atuantes ao longo da estaca (momento fletor, esforço cortante e rotação).
- Analisar o comportamento das estacas submetidas a carregamentos horizontais empregando-se a teoria da elasticidade.
- Realização de provas de carga lateral com aplicação de carregamento vertical simultâneo.
- Verificar a influência dos ciclos de carregamento e descarregamento no comportamento de estacas submetidas a carregamentos laterais.
- Realizar simulações numéricas tridimensionais através do MEF para prever os deslocamentos horizontais e esforços ao longo das estacas, e comparar os resultados com os dados experimentais.
- Determinar o coeficiente de reação horizontal do solo em estacas moldadas in situ considerando a influência da variação da rigidez flexional da estaca, devido à consideração da fissuração do concreto.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel – Rahman, K.; Achmus, M., (2005) Finite Element Modelling of Horizontally -Loaded Monopile Foundations for Offshore Wind Energy Converters in Germany. International Symposium in Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Australia.

Albuquerque, P.J.R. (1996) Análise do Comportamento de Estaca Pré Moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas. Dissertação (Mestrado). Unicamp/SP, 170p.

Albuquerque, P.J.R. (2001) Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da USP. 260p.

Albuquerque, P.J.R.; Carvalho, D.; Miranda Jr, G.; Zammataro, B. B. (2004) Análise de Estacas Escavadas e Hélice Contínua, Carregadas Transversalmente no Topo, em Solo Não Saturado de Diabásio. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. São Carlos, São Paulo.

Alizadeh, M.; Davisson, M. T., (1970) Lateral Load Tests on Piles. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 96, nº5, p. 1583-1604.

Almeida, M. A. de (2008) Análise do Comportamento de Estacas Strauss Submetidas a Carregamento Horizontal no Solo da Região de Londrina – PR. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 167p.

Alonso, U.R. (1986) Recomendação para Realização de Provas de Carga Horizontal em Estacas de Concreto Armado. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre. p. 261-276.

Alonso, U. R (1989) Dimensionamento de Fundações Profundas. Ed. Edgard Blucher, São Paulo, 169p.

Alonso, U.R. (1998) Prova de Carga Horizontal em Estaca Hélice Contínua. Solos e Rochas, São Paulo, nº21, p.51-57.

American Petroleum Institute (1993) Recommended Practice for Planning, Designing, and Construction Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, API RP2A –WSD, American Petroleum Institute, Washington D.C., 21 Edition.

Angelim, L.A.A.; Medeiros, V.C.; Nesi, J.R. (2006) Programa Geologia do Brasil – PGB. Projeto Geologia e Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Norte. Escala. 1:500.000. Recife: CPRM/FAPERN, 2006.1mapa color.

Aoki, N.; Esquivel, E.R.; Neves, L.F.S.; Cintra, J.C.A. (2007). The Impact Efficiency Obtained from Static Load Test Performed on the SPT Sampler. Soils and Foundations, vol. 47, n.6, p. 1045-1052.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6118/2007. Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6122/2010. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6484/2001. Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6502/1995. Rochas e Solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6508/1984. Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 7181/1984. Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12004/1990. Solo – Determinação do Índice de Vazios Máximo de Solos não Coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12051/1991. Solo – Determinação do Índice de Vazios Mínimo de Solos não Coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12131/2010. Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

Barros, P.L.A.; Albuquerque, P.J.R.; Zammataro, B.B. (2010) Retroanálise de Provas de Carga Lateral em Estacas Utilizando Modelo Winkler Não Linear. VII Simpósio de Prática de Engenharia da Região Sul. Geosul. Foz do Iguaçu.

Belicanta, A. (1998). Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 141p.

Brødbaek, K.T.; Møller, M.; Sørensen, S.P.H.; Augustesen, A.H. (2009) Review of p-y Relationship in Cohesionless Soil. Department of Civil Engineering of Aalborg University. Aalborg / Denmark, DCE Technical Report, n°57

Broms, B.B. (1964a) Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE 91, SM-2, p.27-63.

Broms, B.B. (1964b) Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE 90, SM-3, p.123-156.

Campanella, R. G., Robertson, P.K., Gillespie, D. (1983) Cone Penetration Testing in Deltaic Soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, nª 1, pp. 23-35, 1983.

Carvalho, B.; Albuquerque, P.J.R.; Claro, A.T.; Ferreira, C.V. (1996) Análise de Estaca Carregada Transversalmente no Topo, em Solo Residual de Diabásio. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. São Paulo, Vol.1, p.145-154.

Cavalcante, E.H. (2002). Investigação Teórico – Experimental sobre o SPT. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 441p.

Cintra, J.C.A. (1981) Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 150p.

Cintra, J.C.A.; Aoki, Nelson; Albiero, José Henrique (2003). Tensão Admissível em Fundações Diretas. São Carlos: Editora Rima. 142p.

Costa Velloso, P.P. (1977) Fundações – Aspectos Geotécnicos, P.U.C., Rio de Janeiro.

Costa, W.; Meirelles, J.C. (1984) Calibração de Teorias para Fundação de Estruturas de Concreto. VII Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica. Brasília. p.1-26.

Costa, Y.D.J.; Costa J.P.S.; Silva Jr, A.L. (2012) Medidas da Eficiência do Ensaio SPT em Areia Através de Provas de Carga Estática no Amostrador Padrão (PCESPT). XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Porto de Galinhas, Pernambuco.

Cox, W.R.; Reese, L.C.; e Grubbs, B.R. (1974) Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand. Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference. Houston, Texas. Paper nº OTC 2079

Décourt, L. (1989). The Standard Penetration Test – State – of – the – Art Report, Proc., XII ICSMFE, vol. IV, pp. 2405-2416, Rio de Janeiro.

Décourt, L. (1991) Load – Deflection Prediction for Laterally Loaded Piles Based on N-SPT Values. Proceedings of The 4º International Conference on Piling and Deep Foundations, A.A. Balkema, vol.01, p.549-555.

Décourt, L.; Belicanta, A., Quaresma Filho, A. (1989) Brazilian Experience on SPT. Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics, published on the Occasion of the XII ICSMFE, pp.49-54.

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v.20, 1996, 10p.

De Mello, V. F., B. (1971). The Standard Penetration Test, State of the Art. IV PCSMFE, pp. 1-86, Porto Rico.

Davisson, M.T. (1963) Estimating Buckling Loads for Piles. In: PCSMFE, nº2. São Paulo.

Davisson, M.T. (1970) Lateral Load Capacity of Piles. Highway Research Record, nº333. Pile Foundations, National Research, Council. Washington D.C., p.104-112.

Del Pino Júnior, Almeraldo (2003) Análise do Comportamento de Estacas do Tipo Broca Escavada com Trado Mecânico, Solicitadas por Esforços Transversais. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. 164p.

Del Pino Júnior, Almeraldo; Souza, A.; Segantini, A.A.S. (2002) Análise de Estacas Escavadas Carregadas Transversalmente, em Solo Colapsível, com Umidade Natural e Após sua Inundação, In. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12, São Paulo, Anais, v.3, p.1493-1501.

Duncan, J.M.; Chang, C. (1970) Nonlinear Analysis of The Stress and Strain in Soils. Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol. 96. nº SM5, p.1629-1653.

Elson, W.K. (1984). Design of Laterally – Loaded Piles (CIRIA Report N<sup>a</sup>, 103). Construction Industry Research e Information Association, London, 86 p.

Fan, C.C.; Long, J.H. (2005) Assessment of Existing Methods for Predicting Soil Response of The Laterally Loaded Piles in Sand. Computers and Geotechnics. P.274-289.

Fanton,J.V. (1982) Correlação Entre as Tensões Resultantes de Ensaios Triaxiais e de Provas de Carga Horizontal em Estacas. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda / Recife, p/190-207.

Fellenius, B.H. (1975) The Load of Piles and New Proof Testing Procedures. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.101,n.GT9, p.855-869.

Ferreira, C.V.; Lobo,A.S.; Carvalho,D.; Albuquerque, P.J.R. (2008) A Contribuição do Solo Reforçado com Solo Cimento no Comportamento de Estaca Carregada Lateralmente. XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra / Portugal, v.3. p. 415-422

Fine (2010) Geofine 5: Analysis of geotechnical structures. [CD-ROM]. Fine Ltda, Czech Republic.

Fleming, W.G.K.; Weltman, A.J.; Raldolph, M.F.; Elson, W.K. (1992) Piling Engineering, 2<sup>o</sup> Ed. Surrey University Press, London U.K.

Garassino, A.L. (1994) Some Developments on Laterally Loaded Piles with Particular Reference to p-y Subgrade Reaction Method, 4<sup>o</sup> International DFI Conference, Balkema, Rotterdam, vol.2, p.759-774.

Godoy, N.S. (1983) Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Resultados de Penetrômetro estático. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP.

Hansen, B.J. (1961) The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces. The Danish Geotechnical Institute. Copenhagen, Bulletin, nº12, p.5-9.

Hsiung, Y.; Chen, Y. (1997) Simplified Method for Analyzing Laterally Loaded Single Piles in Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineerin, vol. 123, nº11, p.1018-1029.

Jesus, A. P. (2002). Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de um Corpo de Dunas na Cidade de Natal/RN. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Ciências Exatas e da Terra, Natal/RN, 214p.

Jose de Lima, M. (2001). Avaliação de Metodologias de Projetos para Estacas Carregadas Horizontalmente Assentes em Argila Porosa Colapsível. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 107p.

Kassouf, R. (2012) Análise de Prova de Carga em Tubulão a Céu Aberto Submetido a Esforço Horizontal em Solo Não Saturado de Diabásio da Região de Campinas. Dissertação (Mestrado). Unicamp/SP, p.112.

Kocsis, P. (1971) Discussion of Lateral Load Tests on Piles – Arkansas River Project. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v.97, nº SM6, p. 932-935.

Kondner, R.L. (1963) Hyperbolic Stress Strain Response: Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, n° SM1, p.121-127.

Kulhawy, F. H.; Mayne, P. W. (1990) Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306p. www.epri.com

Lemo, D.T.; Souza, A.; Del Pino Júnior, A. (2006) Análise do Comportamento de Estacas do Tipo Broca Solicitadas por Esforços Transversais. XIII COBRAMSEG. Curitiba/PR. Anais, p.949-954.

Lopes, F.R.; Souza, O.S.N.; Soares, J.E.S. (1994) Long Term Settlement of a Raft Foundation on Sand. Geotechnical Engineering, v. 107, issue 1, p.11-16.

Mabesoone, J. M. (1991) Estudos Geológicos. Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Parte do Rio Grande do Norte. Recife: Departamento de Geologia – UFPE.

Malta, M. R. dos Santos (1997) Módulo de Deformabilidade do Solo Ensaio de Campo e Laboratório. Revisão Bibliográfica. Universidade de São Carlos. 45p.

Matlock, H.; Reese, L.C. (1960) Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, vol.86, n°SM5, p.63-91.

Matlock, H.; Reese, L.C. (1961) Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures. Proc. 5° International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. ICSMFE, Paris, France, vol. 2, p. 91-97.

Mayne, P.W. (2006) The 2006 James K. Mitchell Lecture: Undisturbed Sand Strength from Seismic Cone Tests. Presented at the GeoShanghai Conference, China (6-8 June 2006): Geomechanics and GeoEngineering 1 (4), Taylor e Francis Group, London: 239-257.

Mazurkiewicz, B.K. (1972) Test Loading of Piles According to Polish Regulations, Royal Sw, Acad. Of Engineering Sciences. Stockholm. Comm. On Pile Research Report, n°35. 20p.

McClelland, B.; Folch Jr, J.A. (1958) Soil Modulus for Laterally Loaded Piles, ASCE, vol.123, p.1049-1086.

Menezes, S.M.; Carvalho, D.; Sampaio, F.M.T.; Ribeiro, K.D. (2004) Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo em Estacas Pré-Moldadas de Concreto Cravadas em Solo de Alta Porosidade. V SEFE. São Paulo, vol.2, p.507-516.

Meyerhof, G. G. (1956) "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils". Journal Soil Mec. Found. Eng. ASCE, SMI, v. 82, janeiro de 1956.

Miche, R.J. (1930) Investigation of Piles Subject to Horizontal Forces. Application to Quay Walls. Journal of the School of Engineering, n°4, Giza, Egito.

Miguel, M.G. (1996) Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 168p.

Miguel, M.G.; Cintra, J.C.A. (1996) Provas de Carga Horizontal em Estacas do Tipo Raiz em Solo Colapsível. Solos e Rochas, São Paulo, n°19, v.3, p. 217-229.

Miranda Júnior, G. (2006) Estacas Submetidas a Esforços Horizontais em Solos Colapsíveis do Interior de São Paulo nas Condições Natural, Melhorada e Inundada. Tese (Doutorado). Campinas/SP, 328p.

Miranda, Júnior, G.; Carvalho, D.; Albuquerque, P.J.R. (2008) Análise do Comportamento de Estacas Ômega Carregadas Transversalmente com Quatro Condições do Solo. Revista Luso Brasileira de Geotecnia, nº6, p. 47-60.

Mitchell, J. K.; Youd, T. L.; Andrus, R. D.; Castro, G.; Robertson, P. K.; Seed, R.; Stokoe, K. H. (1998) Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, Journal of Geotechnical e Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, October, pp 817-833.

Murchison, J.M.; O'Neill, N.W. (1984) Evaluations of p-y Relationships in Cohesionless Soils. Analysis and Design of Pile Foundations. Proceedings of a Symposium in Conjunction with the ASCE National Convention, p. 174-191.

Nip, D.C.N.; Ng, C.W.W. (2005) Back – Analysis of Laterally Loaded Bored Piles. Geotechnical Engineering, 158, Issue GE2, p. 63-73.

Poulos, H.G. (1971) Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE 97(5), p. 711-731.

Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1980) Pile Foundation Analysis e Design, John Wiley and Sons, New York / USA, 357p.

Prakash, S.; Sharma, H. D. (1990) Pile Foundations in Engineering Practice. New York: John Wiley e Sons.

Quaresma, A.R.; Decourt, L.; Quaresma Filho, A.R.; Almeida, M.S.S.; Danziger, F. (1996). Investigações Geotécnicas, in: Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Editora Pini.

Reese, L.C.; Matlock, H. (1956) Non – Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles With Modulus Assumes Proporcional to Depth. In. Texas Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 8°, Austin.

Reese, L.C. e Van Impe, W.F. (2001) Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading. Taylor e Francis Group, London.

Reese, L.C.; Cox, W.R., e Koop, F.D. (1974) Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference. Houston, Texas, n° 2. OTC 2080.

Reese, L.C. e Welch, R.C. (1975) Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, vol. 101, n° 617, p.633-649.

Reyes, A.A.R. (2012) Uso de Ensaio Dilatométricos para a Simulação Numérica de uma Estrutura de Contenção em Solo do D.F. Dissertação ( Mestrado ) Universidade de Brasília. 157p.

Robertson, P.K.; Cabal, K.L. (2010) Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc. 4<sup>th</sup> Edition. July 2010. 138p.

Sales, M.M.; Cunha, R.P.; Farias. M.M (1998) O Uso do Método das Diferenças Finitas na Análise de Estacas Carregadas Lateralmente. Congresso Brasileiro de Mecânica do Solo e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG, Brasília, Brasil, p. 245-252.

Santos Jr., O. F.; Chaves, L. F. M. (2005) A Prática da Engenharia de Fundações na Região de Natal – RN. in. Geotecnia no Nordeste, Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J.; Oliveira, J. T. R.; Maia, G. de B.. Editora Universitária UFPE. Recife, 2005.

Schmertmann, J.H.; Palacios, A. (1979). Energy Dynamics of SPT. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division – ASCE, v.105, nGT8, p.909-926.

Schnaid, Fernando (2000). Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

Silva, E.A.J.; Santos JR., O.F.; Jesus, A.P.; Amaral, R.F. (2002) Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de Sedimentos do Setor Sul de Natal/RN, com Base em Análises de Perfis de Sondagens de Simples Reconhecimento. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto.

Sousa, C.T. (2006) Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Ações Horizontais. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia do Porto, Portugal. 266p.

Teixeira, A. H. (1996) Projeto de Execução de Fundações. In.: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. V.1, p.33-50.

Terzaghi, K. (1955) Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Géotechnique, The Institution of Civil Engineers. Londres, v.5, n°4, p. 297-326.

Tonin, F.S. (1977) Ensaio de Fundação para Postes de Concreto. IV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Rio de Janeiro, Brasil. P. 1-34.

Van Der Veen, C. (1953) The Bearing Capacity of a Pile. In. Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, n°3, Zurich, Proceedings, v.2, p.84-90.

Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2010) Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos. 528p.

Werner, H, (1970) Flexão de Estacas com Engastamento Elástico. Revista Estrutura, Rio de Janeiro, n°81, p. 90-108.

Zammataro, Bruno Braz (2007) Comportamento de Estacas Tipo Escavada e Hélice Contínua Submetidas a Esforços Horizontais. Dissertação (Mestrado). Unicamp/SP. 187p.

## ANEXOS

### A. Calibração da célula de carga.

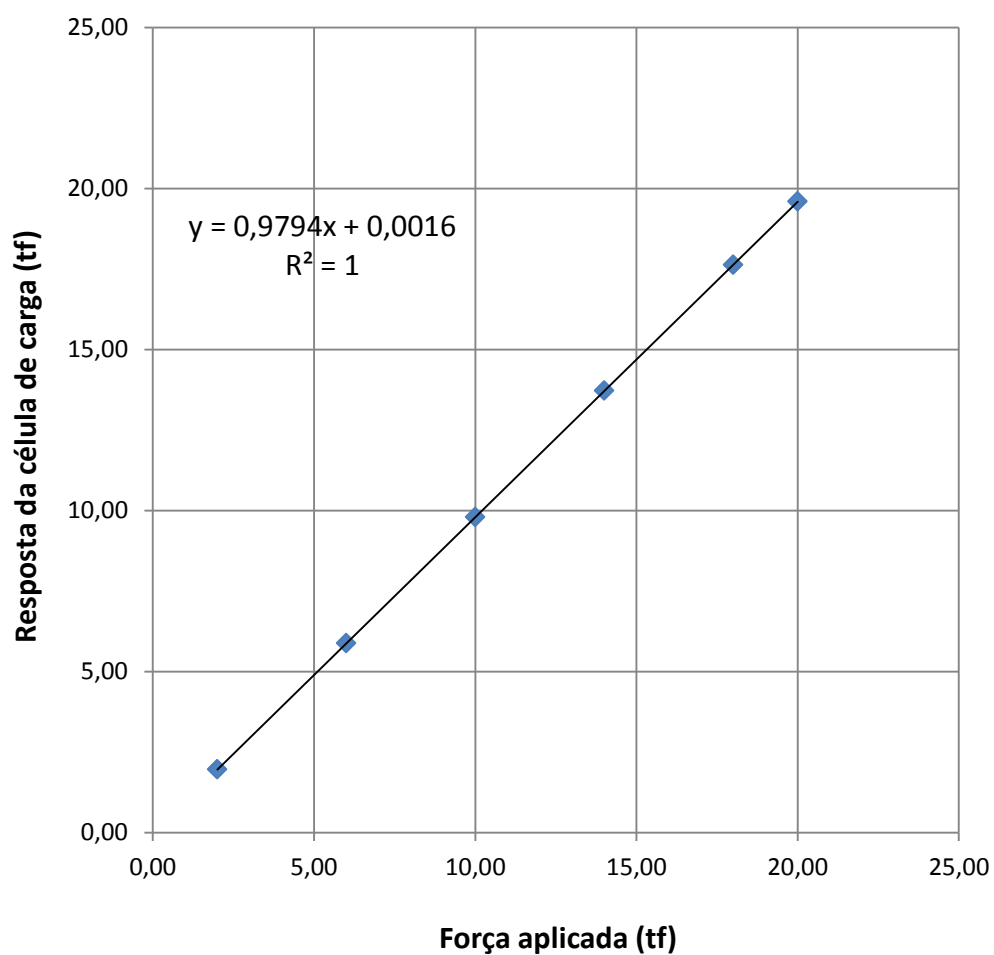
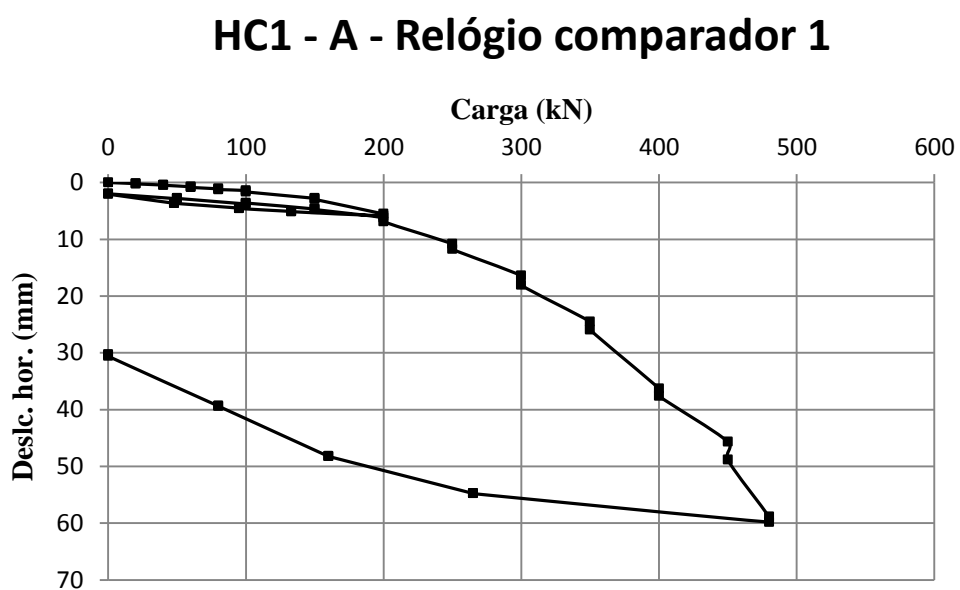


Figura A.1 – curva de calibração da célula de carga utilizada na prova de carga.

**B. Curvas carga *versus* deslocamento horizontal inicial e final de cada estágio.****Figura B.1 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 1 da HC1 – A.**

### HC1 - A - Relógio comparador 2

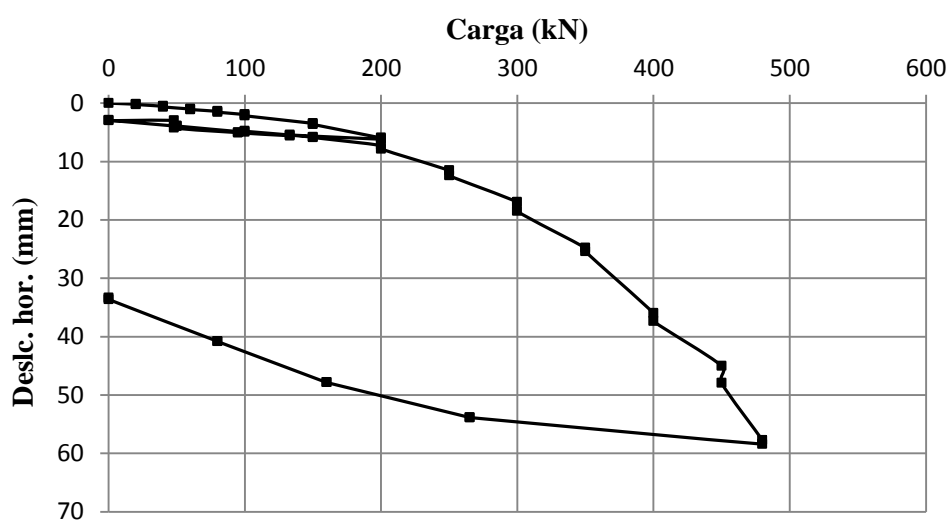


Figura B.2 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 2 da HC1 – A.

### HC2 - A - Relógio comparador 3

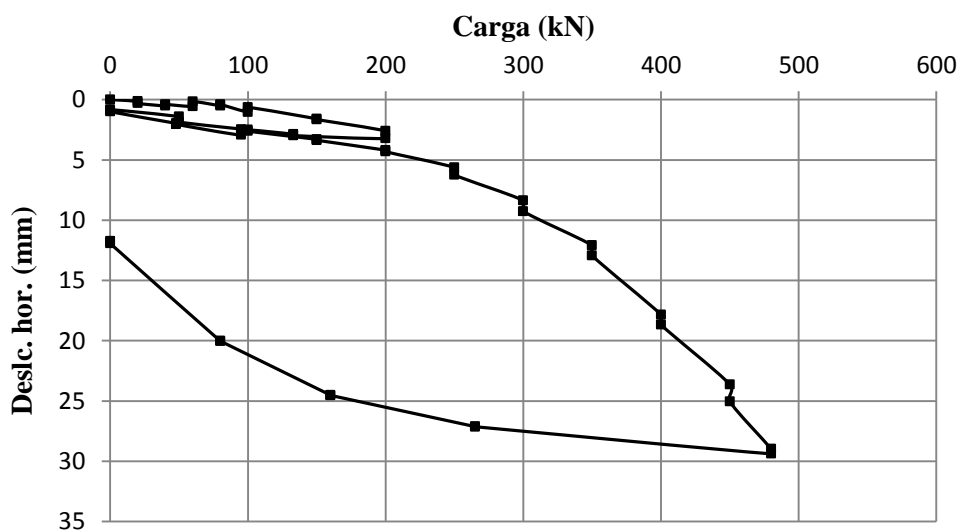


Figura B.3 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 3 da HC2 – A.

## HC2 - A - Relógio comparador 4

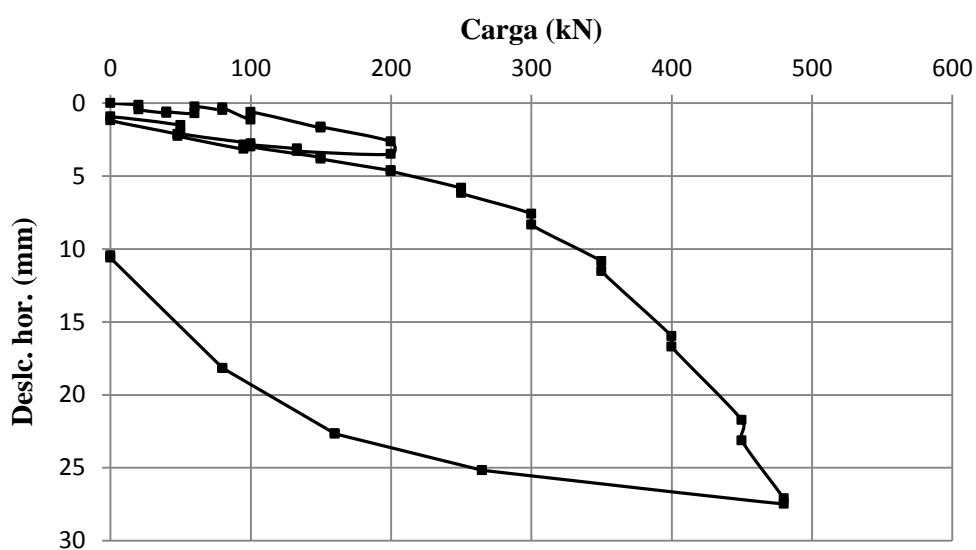


Figura B.4 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 4 da HC2 – A.

## EM1 - A - Relógio "Base"

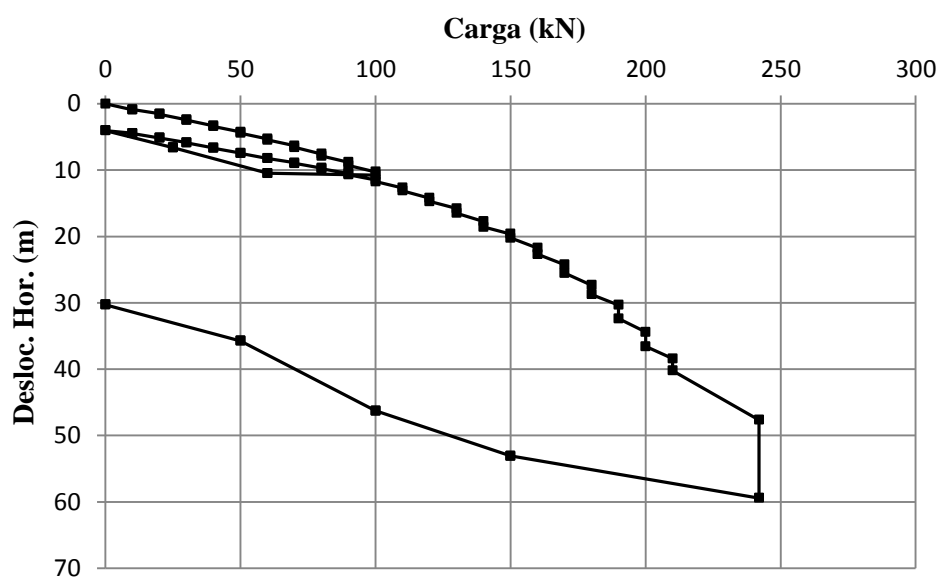


Figura B.5 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "base" da EM1 – A.

### EM1 - A - Relógio "Topo"

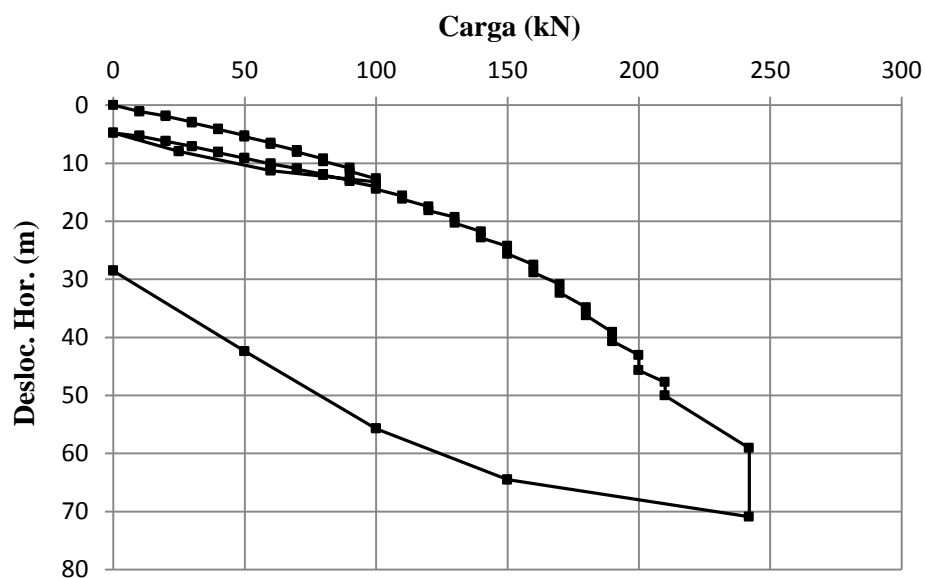


Figura B.6 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "topo" da EM1 – A.

### EM2 - A - Relógio "Base"

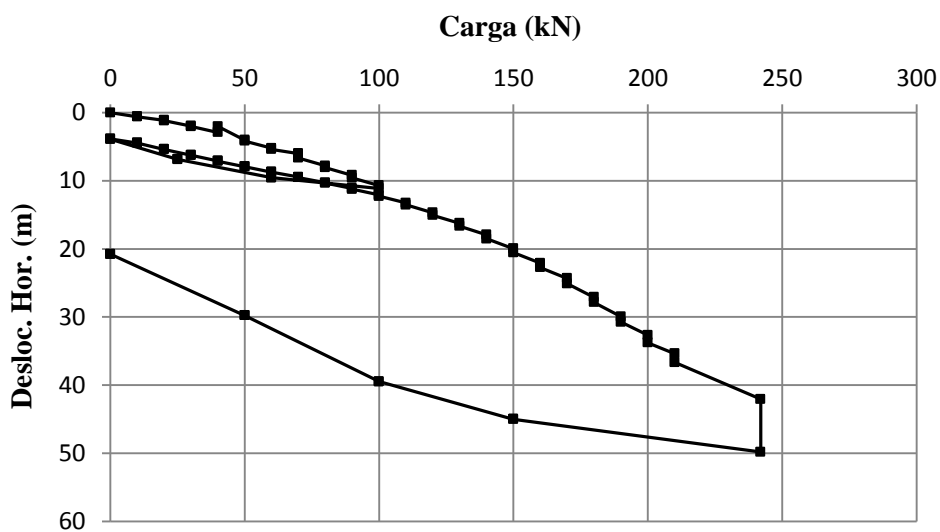


Figura B.7 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "base" da EM2 – A.

### EM2 - A - Relógio "Topo"

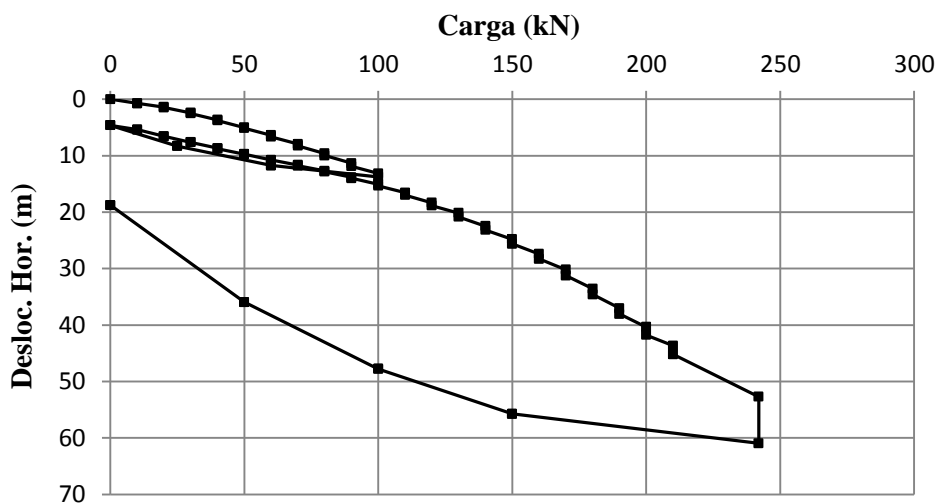


Figura B.8 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "topo" da EM2 – A.

### EM 3 - A - Relógio "Base"

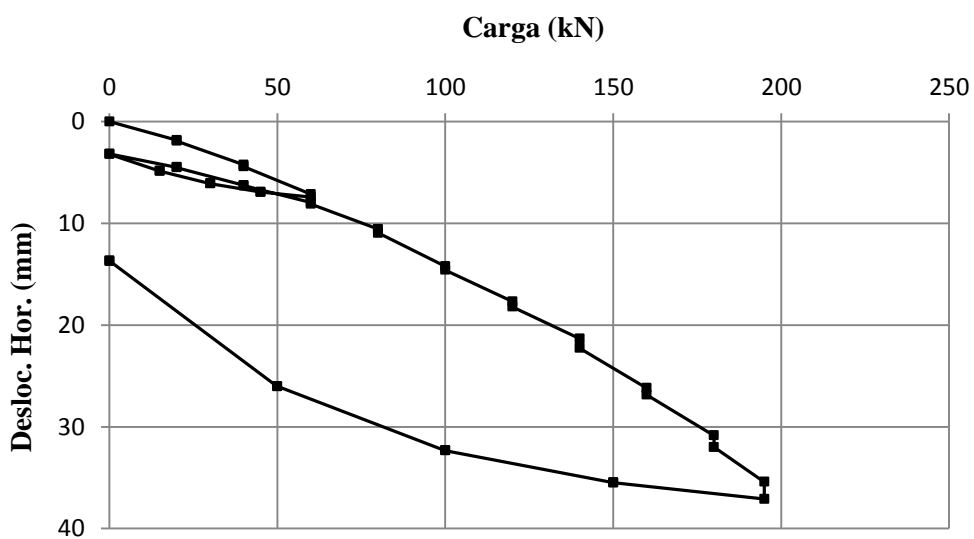


Figura B.9 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "base" da EM3 – A.

### EM 3 - A - Relógio "Topo"

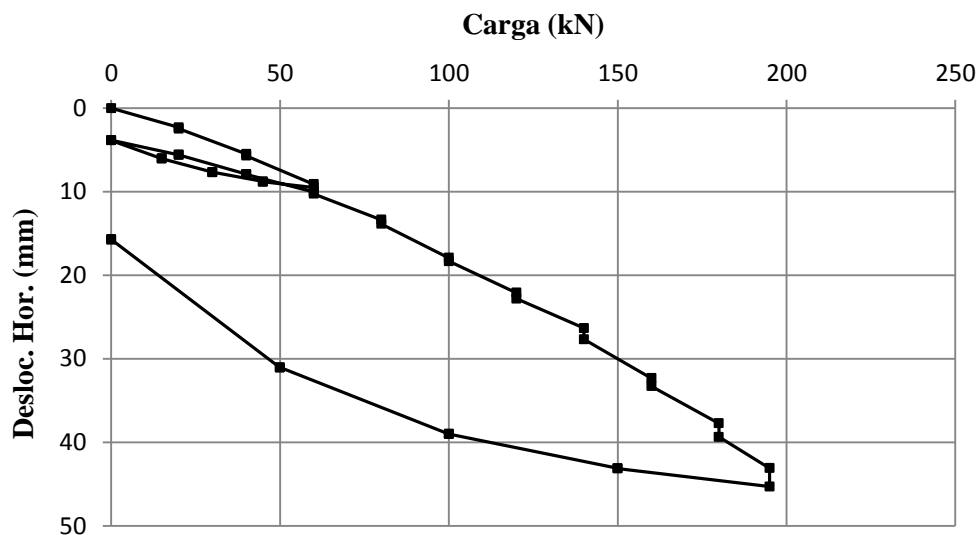


Figura B.10 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "topo" da EM3 – A.

### EM 4 - A - Relógio "base"

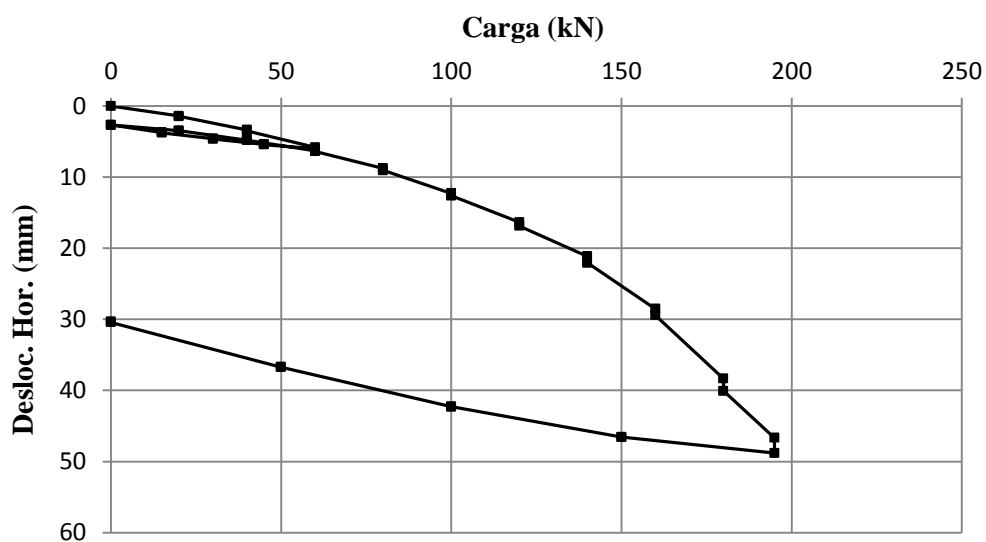


Figura B.11 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "base" da EM4 – A.

### EM 4 - A - Relógio "Topo"

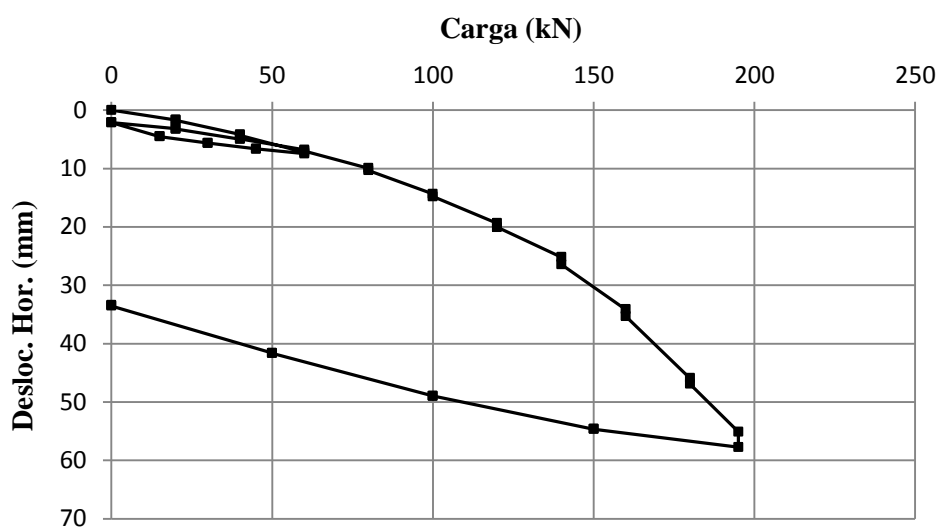


Figura B.12 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio “topo” da EM4 – A.

### HC1 - B - Relógio comparador 1

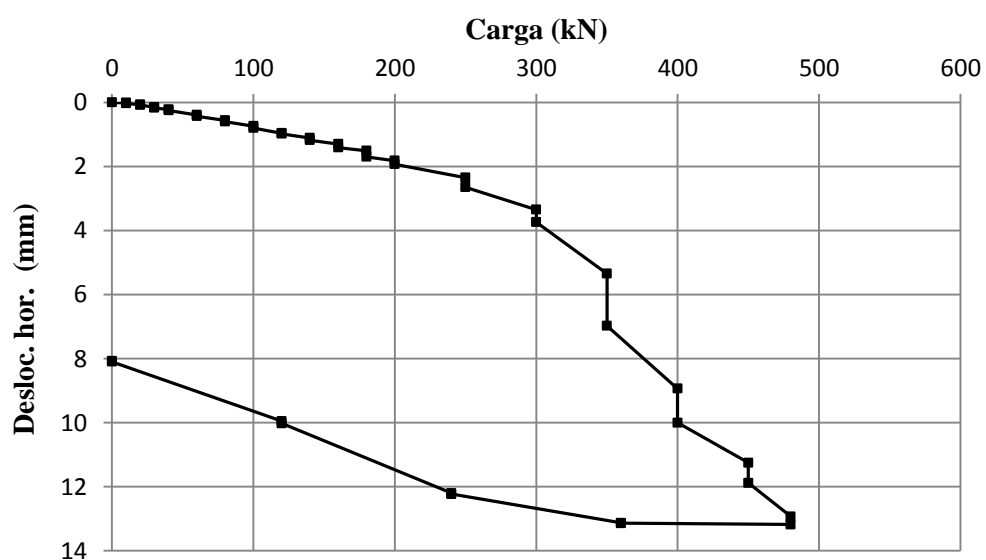


Figura B.13 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 1 da HC1 – B.

### HC1 - B - Relógio comparador 2

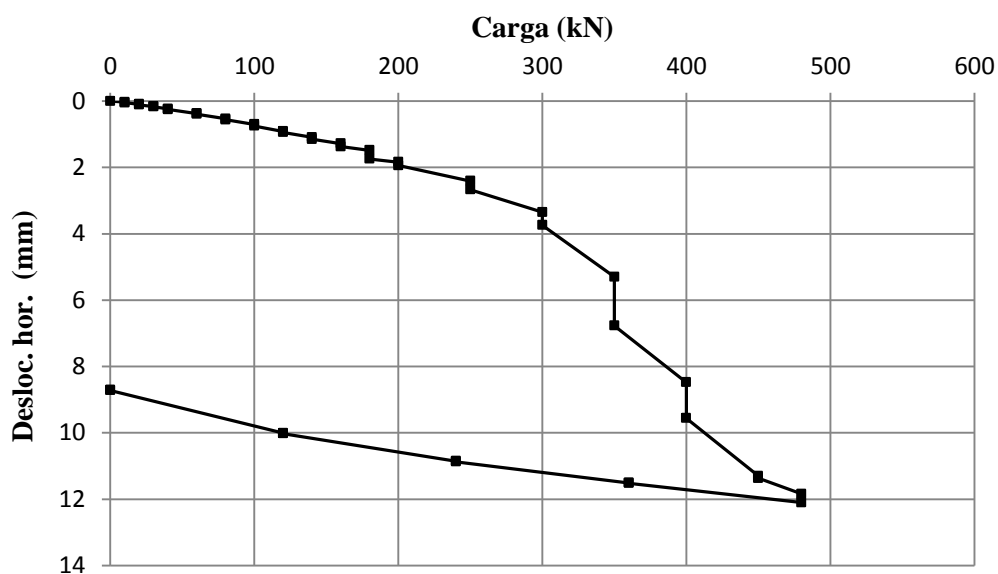


Figura B.14 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 2 da HC1 – B.

### HC2 - B - Relógio comparador 3

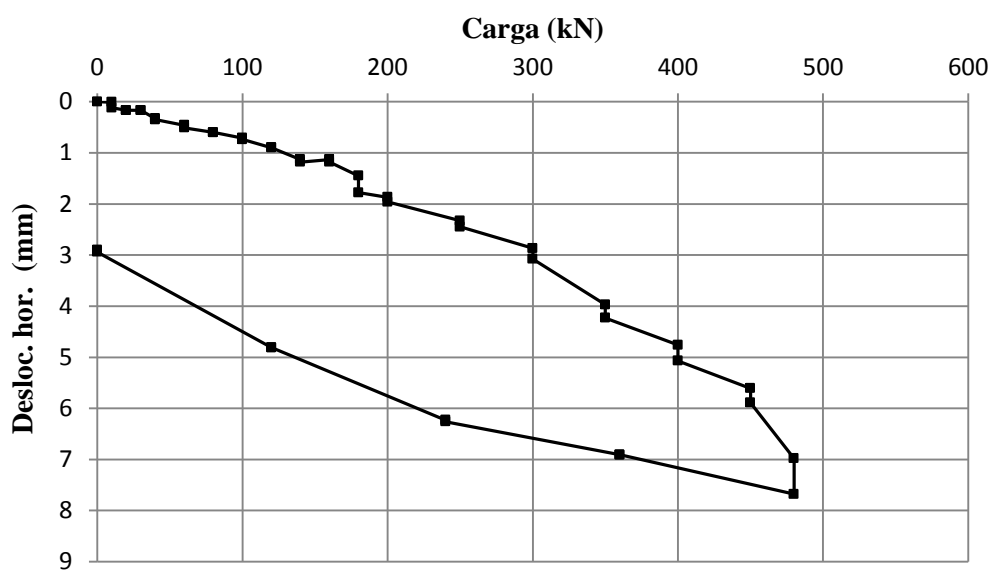


Figura B.15 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 3 da HC2 – B.

### HC2 - B - Relógio comparador 4

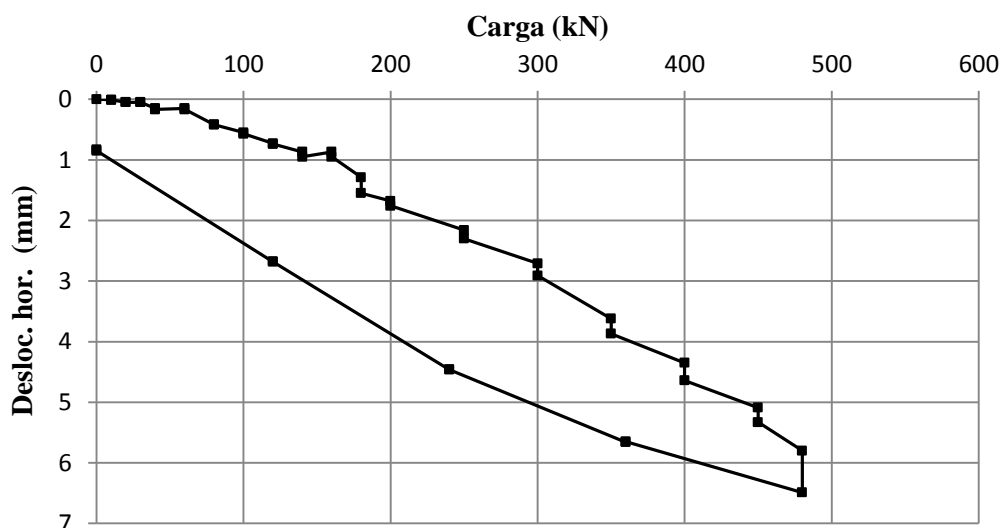


Figura B.16 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio comparador 4 da HC2 – B.

### EM1 - B - Relógio "Base"

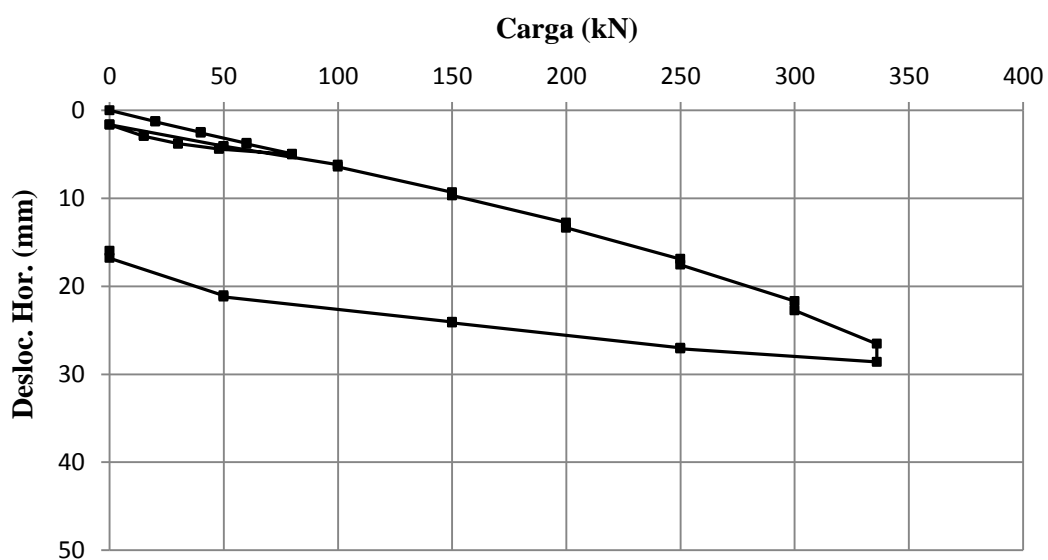


Figura B.17 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "base" da EM1 – B.

### EM1 - B - Relógio "Topo"

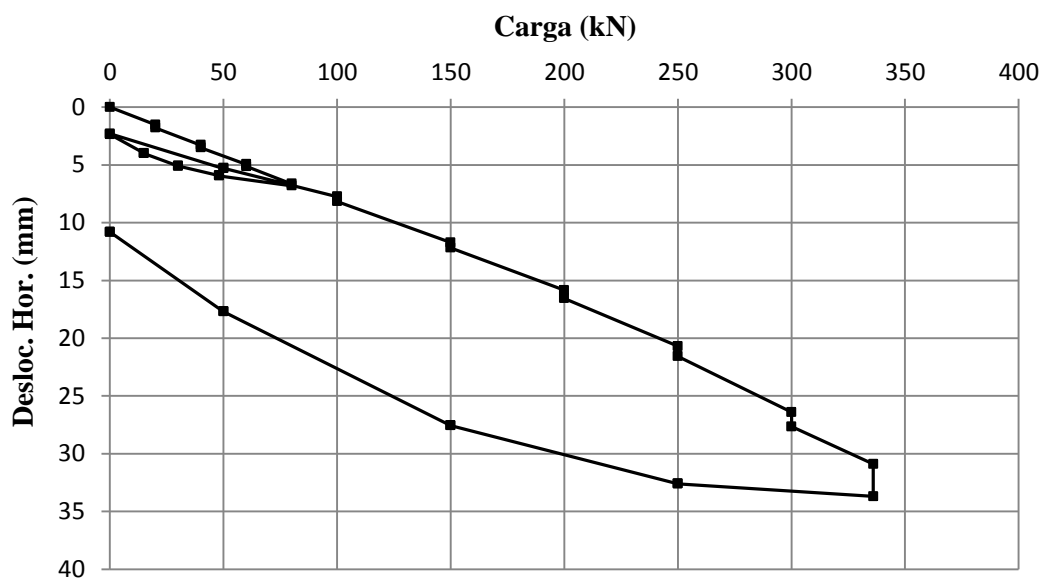


Figura B.18 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "Topo" da EM1 – B.

### EM2 - B - Relógio "Base"

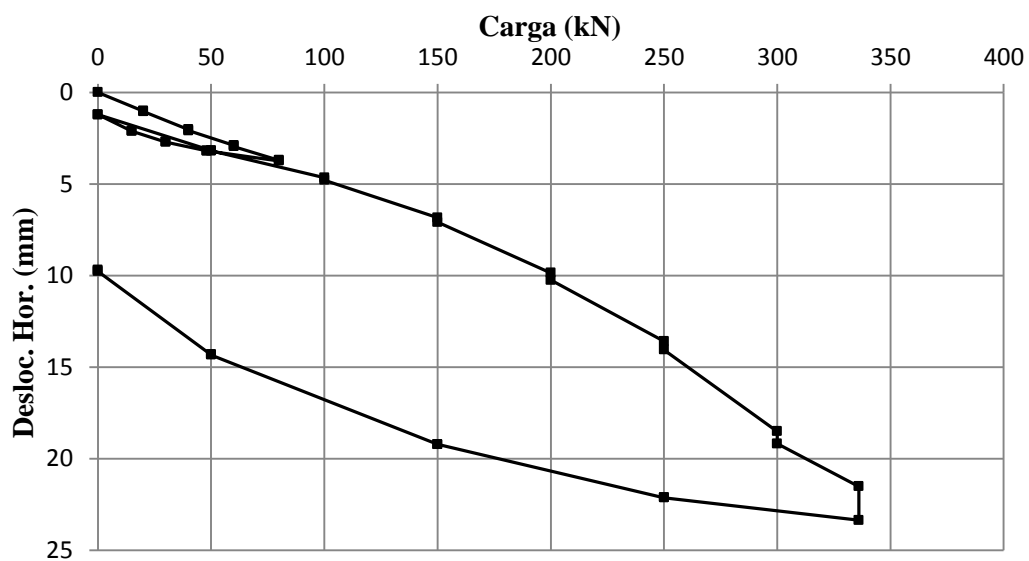


Figura B.19 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "Base" da EM2 – B.

### EM2 - B - Relógio "Topo"

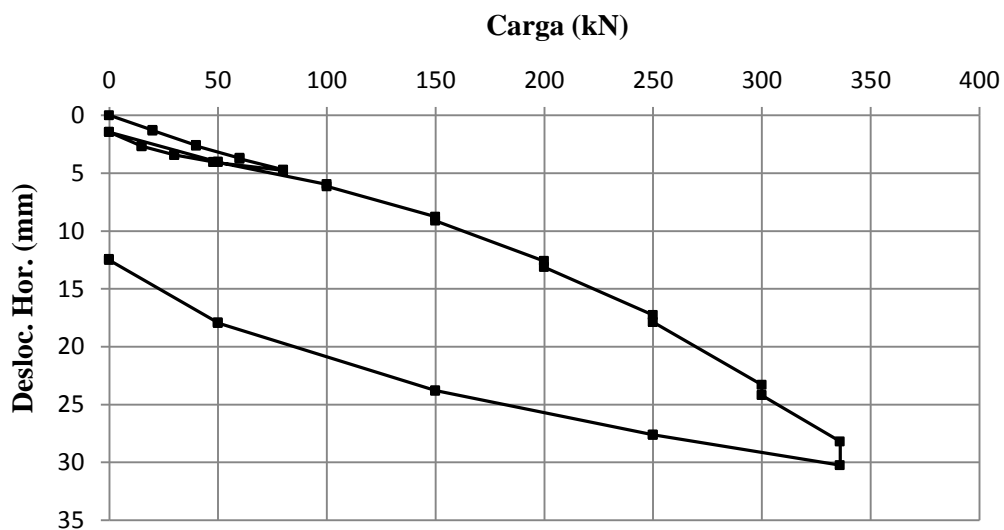


Figura B.20 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "Topo" da EM2 – B.

### EM 3 - B - Relógio "Base"

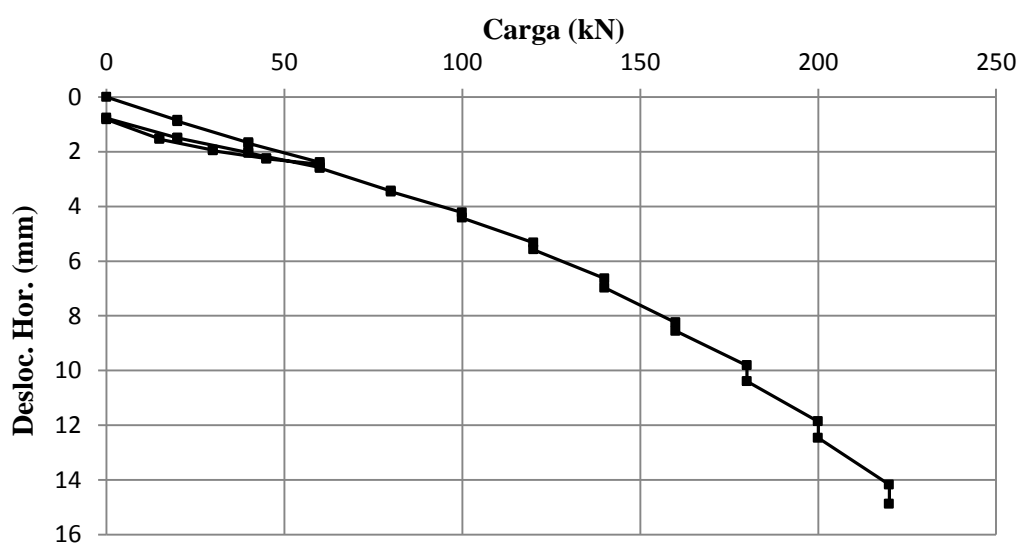


Figura B.21 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "Base" da EM3 – B.

### EM 3 - B - Relógio "Topo"

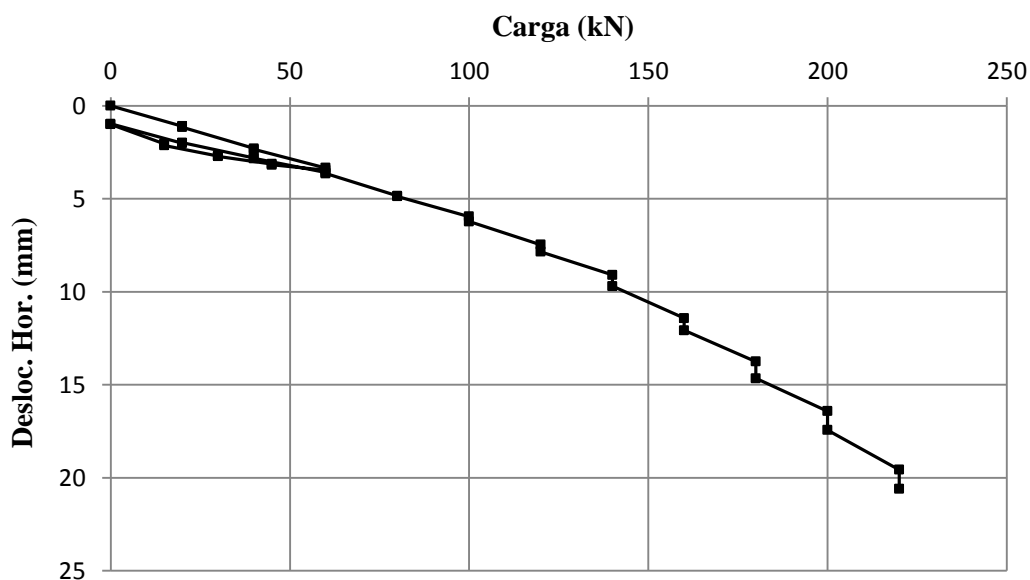


Figura B.22 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "Topo" da EM3 – B.

### EM 4 - B - Relógio "Base"

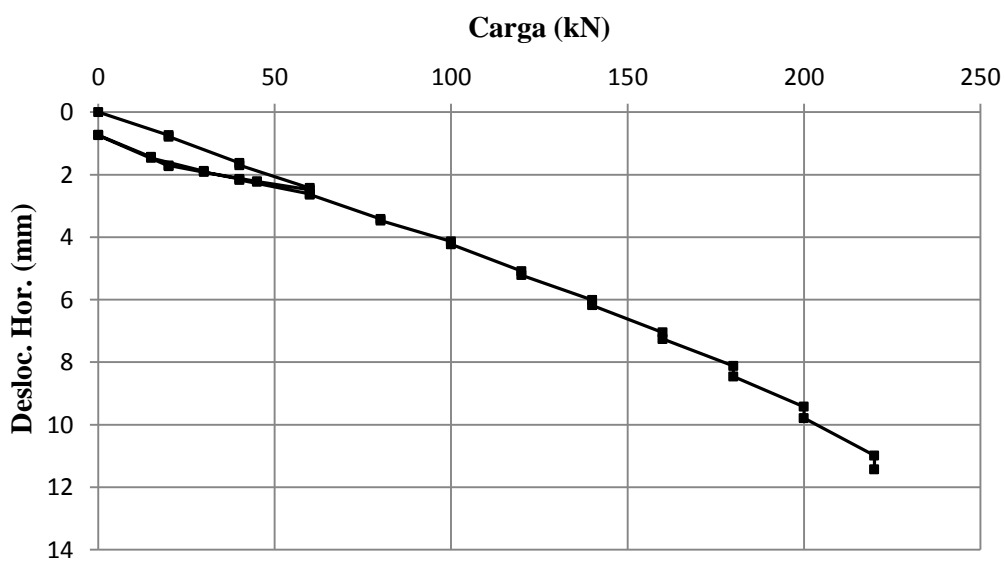


Figura B.23 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "base" da EM4 – B.

## EM 4 - B - Relógio "Topo"

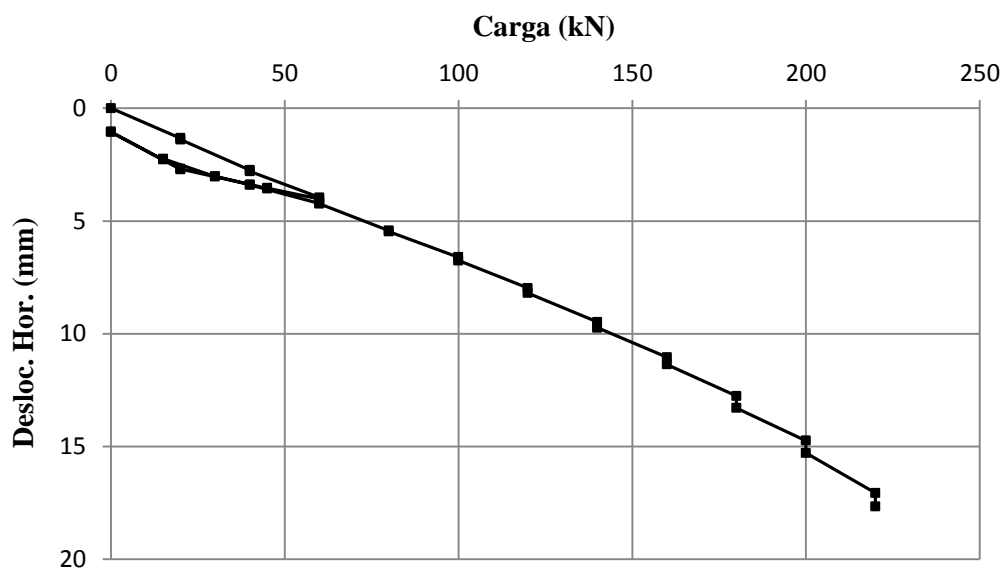


Figura B.24 – Curva carga x deslocamento horizontal do relógio "Topo" da EM4 – B.