

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

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE
FUNDAÇÃO CARREGADOS LATERALMENTE EM SOLO
POROSO COLAPSÍVEL E TROPICAL DO DISTRITO
FEDERAL**

JOSÉ ANTÔNIO DE ABREU

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G. DM – 242/14

BRASÍLIA / DF: MAIO/2014

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

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE GRUPOS DE
FUNDAÇÃO CARREGADOS LATERALMENTE EM SOLO
POROSO COLAPSÍVEL E TROPICAL DO DISTRITO
FEDERAL**

JOSÉ ANTÔNIO DE ABREU

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**CARLOS MEDEIROS SILVA, D.Sc. (EM BRE ENGENHARIA GEOTÉCNICA)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 30 DE MAIO DE 2014

FICHA CATALOGRÁFICA

ABREU, JOSÉ ANTÔNIO.

Avaliação do Comportamento de Grupos de Fundação Carregados Lateralmente em Solo Poroso Colapsível e Tropical do DF. [Distrito Federal] 2014.

xxiii, 177 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2014)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Fundações em Estacas 2. Provas de Carga Horizontal

3. Grupo de estacas 4. Interação Solo-Estaca

I. ENC/FT/UnB II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABREU, J. A. (2014). Avaliação do Comportamento de Grupos de Fundação Carregados Lateralmente em Solo Poroso colapsível e Tropical do Distrito Federal. Brasília, Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-242/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: JOSÉ ANTÔNIO DE ABREU

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Avaliação do Comportamento de Grupos de Fundação Carregados Lateralmente em Solo Poroso colapsível e Tropical do Distrito Federal.

GRAU / ANO: Mestre / 2014

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

José Antônio de Abreu
QND 36 Lote 02 Apto. 304
CEP 72120 360 – Taguatinga/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico aos meus familiares e amigos, pelo apoio e incentivo na conclusão deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor Renato Pinto da Cunha, grande profissional, educador e amigo que, sempre com paciência, firmeza, objetividade, cobrança, orientou-me e incentivou-me a concluir este trabalho.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, pelos ensinamentos e pela convivência que me tornaram um profissional mais completo.

A todos os meus colegas do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia que, de forma muito carinhosa, receberam-me e auxiliaram-me na conclusão deste trabalho.

Agradeço de forma muito especial aos diretores da empresa Funsolos Construtora e Engenharia Ltda., Eng. Noli Mário Rubim Aléssio e Eng. Moacir Mário Rubim Aléssio, por terem me apoiado e concedido tempo para realização deste trabalho.

RESUMO

Neste trabalho, objetivou-se ampliar o entendimento a respeito do efeito de grupo, na capacidade de carga e na relação carga-deflexão de grupo de estacas, submetido a carregamento lateral, assente em argila porosa colapsível, a partir da análise de provas de carga existentes de grupo de duas e três estacas e uma prova de carga na estaca isolada para comparar com o comportamento dos grupos de estacas. As provas de carga foram realizadas com o solo na condição de umidade natural e, em seguida, as mesmas estacas foram reensaiadas com o solo pré-inundado por 48 horas.

A partir de métodos analíticos, fez-se a previsão da capacidade de carga da estaca isolada, a qual teve razoável concordância com a carga última definida na prova de carga pelo critério da ruptura convencional. Também se avaliou a influência da colapsividade sobre o comportamento do grupo de estacas comparando-se com o comportamento da estaca isolada. Por meio da retroanálise da prova de carga, calculou-se a constante do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h) e o módulo de Young do solo (E_s).

Utilizou-se o método da estaca equivalente ao grupo (GEP) para analisar o comportamento carga *versus* deflexão do grupo de estacas através do *software* comercial *LPILE Plus V. 5.0*, que possibilitou avaliar a influência da rigidez flexional sobre o comportamento das estacas e retroanalisar o fator de eficiência do grupo de três estacas. Por último, são sugeridos procedimento de análise e dimensionamento de grupo de estacas.

ABSTRACT

This work, has aim to expand understanding of the effect of group, load capacity and load-deflection relationship of group piles subjected to lateral loading, on collapsible porous clay, from the analysis of load tests in the group of two and three piles and a load test on single pile which provided a comparison with the behavior of groups of piles . The load tests were made with the ground at the natural humidity condition and then retest the same piles with pre-flooded soil for 48 hours.

From analytical methods became predicting the load capacity of the pile isolated which had reasonable agreement with the last defined load on the load test by conventional criterion of rupture, assessed the influence of colapsividade on the group behavior of piles comparing behavior with single pile. Through back analysis of load test, we calculated the constant coefficient of horizontal soil reaction (η_h) and Young's modulus of the soil (E_s).

We used the method of the pile equivalent group (GEP) to analyze the load versus deflection behavior of the group of pile through *LPILE Plus V. 5.0* commercial software, which allowed us to evaluate the influence of flexural stiffness on the behavior of the group of piles and back analysis the efficiency factor of the group of three piles. Lastly are suggested procedure for analysis and design of group piles.

ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ETAPAS DA PESQUISA	3
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 INTRODUÇÃO	6
2.2 DETERMINAÇÃO DA CARGA ÚLTIMA DA ESTACA ISOLADA.....	7
2.2.1 Método de Brinch Hansen.....	7
2.2.2 Método de Broms	9
2.3 COMPORTAMENTO CARGA-DEFLEXÃO DA ESTACA ISOLADA	15
2.3.1 Modelos de análise baseados em modelos discretos, “solo de Winkler”	16
2.3.1.1 Coeficiente de reação horizontal	17
2.3.1.2 Soluções analíticas do problema de estaca carregada horizontalmente	18
2.3.1.3 Método dos parâmetros adimensionais	19
2.3.1.3 Método das curvas p-y e solução numérica através do método das diferenças finitas	21
2.3.2 Obtenção das curvas p-y	26
2.3.2.1 Curvas p-y para areias	27
2.3.2.2 Curvas p-y para argilas moles	31
2.3.2.3 Curvas p-y para solos com coesão e ângulo de atrito	33
2.3.2.4 Obtenção das curvas p-y em ensaio de carga em verdadeira grandeza.....	35
2.3.3 Método da carga característica (CLM).....	36
2.4 ABORDAGEM QUE CONSIDERA O SOLO CONTÍNUO	37
2.4.1 Método elástico	37
2.4.2 Método dos elementos finitos	40
2.5 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ FLEXIONAL EM ESTACA DE CONCRETO ARMADO.....	41
2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE <i>SOFTWARE</i> LPILE <i>PLUS</i> V.5 PARA ANÁLISE DA ESTACA ISOLADA SOLICITADA LATERALMENTE.....	44
2.6.1 Processo de solução.....	45

2.6.2	Características do <i>software</i> comercial LPILE <i>Plus V.5</i>	46
2.6.3	Características estruturais.....	48
2.7	COMPORTAMENTO DE GRUPO DE ESTACAS	49
2.7.1	Fatores que afetam a eficiência do grupo de estacas.....	51
2.7.2	Mecanismo de ruptura de um grupo de estacas.....	56
2.7.3	Comportamento carga-deflexão do grupo de estacas carregado lateralmente.	57
2.7.3.1	Abordagem usando fator de interação.....	58
2.7.3.2	Método da razão da deflexão do grupo	60
2.7.3.3	Método do fator de redução:	61
2.7.3.4	Método híbrido:.....	63
2.7.3.5	Método da estaca equivalente ao grupo (em inglês: Group Equivalent Pile Method - GEP).....	64
2.7.3.6	Métodos numéricos:	66
2.8	CÁLCULO DE ESTAQUEAMENTO	67
2.8.1	<i>Software</i> para análise de grupo de estacas solicitadas lateralmente.....	69
2.9	SOLOS TROPICAIS.....	70
2.9.1	Solos não saturados	71
2.9.2	Previsão da carga admissível considerando solo colapsível	74
3	MATERIAIS E MÉTODOS	76
3.1	CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB (C.E.UnB)	76
3.1.1	Aspectos geológicos.....	78
3.1.2	Caracterização geotécnica	79
3.2	SOLOS COLAPSÍVEIS DE BRASÍLIA	85
3.3	ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA (EHC 1, EHC 2, EHC 3)	86
3.4	PROVA DE CARGA HORIZONTAL	87
3.4.1	Descrição do Equipamento.....	87
3.4.2	Descrição das estacas ensaiadas	88
3.4.3	Metodologia do Ensaio.....	90
3.5	METODOLOGIA DE ANÁLISE CARGA-DESLOCAMENTO HORIZONTAL	91
4	RESULTADOS E ANÁLISES	94
4.1	ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA	94
4.1.1	Caracterização do problema	94
4.1.2	Apresentação dos resultados das provas de carga.....	95
4.1.3	Interpretação das curvas carga-deflexão da prova de carga.....	96

4.1.3.1 Determinação da carga de ruptura.....	97
4.1.4 Retroanálise de alguns parâmetros	97
4.1.4.1 Retroanálise de η_h considerando a rigidez flexional ($E_p I_p$) constante.....	97
4.1.4.2. Influência da fissuração do concreto nas constantes do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h).....	99
4.1.4.3 Retroanálise do módulo de Young do solo (E_s) pela teoria elástica de Poulos (1971)	101
4.1.5 Efeito da pré-inundação em solo colapsível.....	103
4.1.6 Previsão <i>versus</i> medição da carga de ruptura da estaca isolada.....	104
4.2 ANÁLISE CARGA-DESLOCAMENTO HORIZONTAL.....	106
4.2.1 Calibração numérica.....	108
4.2.2 Análise da relação carga-deflexão em solo sem inundação	109
4.2.2.1 Obtenção das curvas p-y para carregamento estático de curta duração – Fase 01 .	109
4.2.2.2 Escolha das curvas p-y – Fase 02.....	111
4.2.2.3 Cálculo da curva carga-deflexão com $E_p I_p$ constante – Fase 02.....	112
4.2.2.4 Cálculo da curva carga <i>versus</i> deflexão com $E_p I_p$ variável – Fase 02	112
4.2.2.5 Escolha das curvas p-y para o solo com umidade natural – Fase 02	117
4.2.2.6 Ajuste das curvas p-y selecionadas – Fase 03.....	118
4.2.2.7 Curvas p-y do grupo de estacas – Fase 04	120
4.2.2.8 Condições de contorno do topo da estaca equivalente ao grupo – Fase 04	123
4.2.2.9 Análise do grupo de três estacas pelo método da estaca equivalente ao grupo - GEP – Fase 04 e 05.....	123
4.2.2.10 Cálculo dos esforços internos das estacas que compõem o grupo – Fase 06.....	126
4.2.2.11 Análise do grupo de duas estacas pelo método GEP	129
4.2.3 Análise da relação carga-deflexão em solo pré-inundado.....	131
4.2.3.1 Obtenção das curvas p-y para estaca isolada com o solo pré-inundado.....	132
4.2.3.2 Cálculo da curva carga <i>versus</i> deflexão com $E_p I_p$ constante	134
4.2.3.3 Cálculo da curva carga-deflexão com $E_p I_p$ variável:	135
4.2.3.4 Validação das curvas p-y para o solo inundado	136
4.2.3.5 Curva carga-deflexão do grupo de três estacas com solo inundado pelo método GEP	136
4.2.3.6 Cálculo dos esforços internos das estacas que compõem o grupo:	137
4.2.3.7 Curva carga <i>versus</i> deflexão do grupo de duas estacas com solo inundado pelo método GEP	139
4.3 EXEMPLO DE CÁLCULO E CONSIDERAÇÕES DE UM PROJETO DE GRUPO DE ESTACAS ASSENTE EM ARGILA POROSA TROPICAL.....	141
4.3.1 Previsão da carga de trabalho para o grupo de três estacas.....	141

4.3.2 Previsão da relação carga-deflexão do grupo de três estacas	143
5 CONCLUSÕES	145
5.1 CONCLUSÕES GERAIS	146
5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	151
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
A. RESULTADO DAS PROVAS DE CARGAS	161
B. Fator de eficiência em função do fator multiplicador (f_m) das curvas p-y	162
C. Cálculo das curvas p-y	164
D. Cálculo do momento resistente	168
E. Diagrama bi-linear do momento-curvatura.....	169
E.1 Influência da fissuração do concreto nas constantes do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h)	173
F. Métodos para extrapolar a curva carga versus deflexão	174
F.1. Critério da ruptura convencional para deslocamento de 25 mm.....	174
F.2. Método de Van Der Veen (1953).....	175

LISTA DE TABELAS

TABELA	PÁGINA
Tabela 2. 1 – Valores de ϵ_{50} em função de Su para argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas (Reese e Van Impe, 2001 adaptado de Sousa, 2006).	32
Tabela 2. 2 - Condições de contorno e o carregamento no topo da estaca (Modelo adaptado de Mokwa, 1999)	48
Tabela 2. 3 - Multiplicadores-p extraídos de ensaios em verdadeira grandeza de grupos de estacas em areia (Meneses, 2007).	62
Tabela 3. 1 – Propriedades geotécnicas gerais da argila porosa encontrada no C.E.UnB (Cunha et al., 1999).	79
Tabela 3. 2 – Caracterização geotécnica realizados no C.E.UnB (Modificado - Guimarães, 2002).	81
Tabela 3. 3 – Parâmetros médios obtidos nos ensaios de resistência realizados no C.E.UnB (Guimarães, 2002).	82
Tabela 3. 4 – Cálculo do ϵ_{50} da curva tensão-deformação normalizadas dos ensaios triaxiais CK0D (Palocci, 1998) e (Lima, 2001).	82
Tabela 3. 5 – valores η_h sugeridos por Jardim (1998).	83
Tabela 3. 6 – Características das estacas ensaiadas nesta pesquisa.	89
Tabela 4. 1 – Características específicas das provas de carga horizontal.	97
Tabela 4. 2 – Comparação entre as constantes do coeficiente de reação horizontal	99
Tabela 4. 3 – Comparação entre as constantes do coeficiente de reação horizontal (η_h) analisada com $E_p I_p$ constante e variável.	101
Tabela 4. 4 – Redução da carga de trabalho e aumento do deslocamento.	103
Tabela 4. 5 – Valores dos adimensionais (J_T) e (S_T) e do comprimento de engastamento (L_f).	105
Tabela 4. 6 – Previsão da carga de ruptura da estaca isolada com umidade natural	106
Tabela 4. 7 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo das curvas p-y pelo Método de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999).	110
Tabela 4. 8 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo Método do “solo C-Ø” de Reese (1997).	111
Tabela 4. 9 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo método de Reese (1974).	111

Tabela 4. 10 – Pares ordenados (M_a , $E_p I_p$) de entrada no LPILE para gerar a curva momento <i>versus</i> curvatura.....	115
Tabela 4. 11 – Valores típicos do coeficiente de variação (Assis et. al. 2012).....	118
Tabela 4. 12 – Comparação entre os valores obtidos com o método GEP e o método de Poulos (1977).	128
Tabela 4. 13 – Parâmetros médios da resistência do solo na condição saturada (Guimarães, 2002).....	132
Tabela 4. 14 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo das curvas p-y pelo Método de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999). 133	
Tabela 4. 15 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo método de Reese (1974).....	133
Tabela 4. 16 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo Método “solo C-Ø” de Reese (1997).	134
Tabela 4. 17 – Comparação entre os esforços internos das estacas que compõem o grupo de três estacas obtidos com o método GEP com solo na umidade natural e inundada.	139
Tabela 4. 18 – Comparação entre os esforços internos das estacas que compõem o grupo de duas estacas, obtidos com o método GEP com solo na umidade natural e inundada.	141
Tabela 4. 19 – Previsão da carga de ruptura da estaca isolada com solo na umidade natural e com rotação impedida.	141
Tabela 4. 20 – cálculo da carga admissível para o grupo de três estacas.	142
Tabela 4. 21 – Previsão da carga de ruptura da estaca isolada com solo na umidade natural e com rotação impedida.	144

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	PÁGINA
Figura 2. 1 - Deformação de estacas submetidas a carregamento lateral.....	7
Figura 2. 2 - Mecanismo de mobilização da resistência de uma estaca sob carregamento lateral (Brinch Hansen, 1961).	8
Figura 2. 3 - valores k_q e k_c em função da razão z/B e ângulo de atrito interno do solo (Poulos e Davis, 1980).	9
Figura 2. 4 – Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca curta com topo livre; c) estaca longa com topo engastado; d) estaca intermediária com topo engastado; e) estaca curta com topo engastado (Broms, 1964a).	11
Figura 2. 5 – Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca longa com topo fixo (Velloso e Lopes, 2002).	11
Figura 2. 6 – Estacas longas em solos arenosos (Velloso e Lopes, 2002).	13
Figura 2. 7 – Estaca submetida à ação horizontal: a) deformação e b) distribuição das tensões antes e depois do carregamento (adaptado de Sousa, 2006).	16
Figura 2. 8 – Esquema de aplicação de carga (Almeida, 2008).	21
Figura 2. 9 – Esquema de carregamento da estaca e reação do solo (Van Impe e Reese, 2001).	22
Figura 2. 10 – Representação da subdivisão da estaca para a solução em diferenças finitas (Ensoft Inc., 2005).	23
Figura 2. 11 – Representação do caso 3 das condições de contorno no topo da estaca (Van Impe e Reese, 2001).	25
Figura 2. 12 – Representação do caso 4 das condições de contorno no topo da estaca (Van Impe e Reese, 2002).	26
Figura 2. 13 – Curvas p-y: a) conjunto das curvas p-y características da interação solo-estaca; b) relação típica entre a reação do solo e o deslocamento da estaca a uma dada profundidade (curva p-y); e, c) variação do módulo de reação secante do solo e o deslocamento da estaca. 26	
Figura 2. 14 – Modelo do comportamento de solos não coesivos para pequenas profundidades (Reese et al., 1974).	28
Figura 2. 15 – Modelo do comportamento de solos não coesivos para grandes profundidades (Reese et al., 1974).	28
Figura 2. 16 – Curva p-y para solos não coesivos (Modelo adaptado de Reese et al., 1974). .	29

Figura 2. 17 – Coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento – estático ou cíclico (Reese et al., 1974).	30
Figura 2. 18 – Definição da curva p-y para argilas moles em carregamento estático, propostas por Matlock (1970).....	32
Figura 2. 19 – Definição da curva p-y para solo coesivo-friccional (Reese e Van Impe, 2001).	33
Figura 2. 20 – Valores de n_{hc}' e $n_{h\phi}'$ (Reese e Van Impe, 2001 <i>apud</i> Sousa 2006).	34
Figura 2. 21 – Representação do modelo contínuo: a) representação do problema; b) modelação da estaca; c) modelação do solo (Adaptado de Poulos e Davis, 1980).....	38
Figura 2. 22 – Diagrama momento-curvatura de seção submetida à flexão simples (Adaptado de Silva, 2012).....	42
Figura 2. 23 – Diagrama momento-curvatura (Adaptado de Silva, 2012).....	43
Figura 2. 24 – Diagrama momento-curvatura para a seção fissurada (Adaptado de Silva, 2012).....	43
Figura 2. 25 – Diagrama momento-curvatura bi-linear (Adaptado de Silva, 2012).	44
Figura 2. 26 – Efeito de grupo (Meneses, 2007).....	50
Figura 2. 27 – Eficiência de grupo <i>versus</i> espaçamento da estaca para arranjos de estacas em quadrado, em linha e lado a lado (Mokwa, 1999).....	52
Figura 2. 28 – Influência do tamanho do grupo sobre a eficiência em grupo de estacas em arranjo quadrado (Mokwa, 1999).....	53
Figura 2. 29 – Eficiência de grupo <i>versus</i> deslocamento lateral em ensaio de campo de pequenos grupos de estacas sob carregamento lateral (Mandolini, 2005).	55
Figura 2. 30 – Eficiência de grupo <i>versus</i> deslocamento normalizado (Mokwa, 1999).....	55
Figura 2. 31 – Modelo de ruptura de grupo de estacas (adaptado de Fleming et. al., 1992). ..	56
Figura 2. 32 - Direção do carregamento lateral (adaptado de Fleming e Rondolph, 1992)....	60
Figura 2. 33 – Multiplicador-p para levar em conta o efeito de grupo (adaptado de Mokwa, 1999).....	61
Figura 2. 34 – Número das linhas de estacas em relação à direção do carregamento (adaptado de Meneses, 2007).....	63
Figura 2. 35 - Determinação do multiplicador-p, (f_m), em um grupo de estacas (Mokwa et al. 1999).....	65
Figura 2. 36 - Sistema de coordenadas para análise de grupo de estacas (adaptado de Reese Van Impe, 2001).....	68

Figura 2. 37 - Avaliação das condições de topo (Adaptado do manual do usuário do software GROUP, 2013).....	69
Figura 2. 38 – Perfil de poro-pressão (Fredlund & Rahardjo, 1993).	72
Figura 2. 39 – Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	74
Figura 2. 40 – (a) carga de colapso determinada em prova de carga com pré-inundação do solo; (b) colapso na carga admissível; (c) colapso além da carga admissível (adaptado de Cintra (2004)).....	75
Figura 3. 1 - Localização do Campus UnB e Campo experimental.	76
Figura 3. 2 – Distribuição da precipitação no Distrito federal (INMET, 2014).....	77
Figura 3. 3 – Vista do Campo experimental da UnB.	78
Figura 3. 4 – Perfil de solo característico do campo experimental da UnB (Mota, 2003).....	80
Figura 3. 5 – Localização da área em estudo no C.E.UnB (adaptado de Anjos 2006).	84
Figura 3. 6 – Execução de estacas hélice contínua no C.E.UnB.....	86
Figura 3. 7 – Estaca hélice contínua exumada (Santos, 2010).....	87
Figura 3. 8 – Configuração das estacas	88
Figura 3. 9 – Dimensões da estaca.	88
Figura 3. 10 – Esquematização do Ensaio (Santos, 2010).	89
Figura 3. 11 – Sistema do Ensaio (Santos, 2010).....	90
Figura 3. 12– Abertura da cava para execução do bloco de coroamento da estaca isolada (a) e em grupos (b, c), executada por Anjos (2006).	90
Figura 3. 13 – Fluxograma da análise da carga-deflexão das estacas isoladas e em grupo.	91
Figura 4. 1 - Perfil de solo característico do campo experimental da UnB (adaptado de Mota, 2003).....	94
Figura 4. 2 – Curva carga vs deflexão da estaca isolada (modificado de Santos, 2010).....	95
Figura 4. 3 – Curva carga vs deflexão do grupo de duas estacas (modificado de Santos, 2010).	95
Figura 4. 4 – Curva carga vs deflexão do grupo de três estacas (modificado de Santos, 2010).	96
Figura 4. 5 - Curva η_h versus deflexão horizontal para estaca isolada com solo na umidade natural e pré-inundado.....	98

Figura 4. 6 - Curva η_h versus deflexão horizontal para estaca isolada com solo na umidade natural e com a rigidez flexional $E_p I_p$ constante e variável.....	100
Figura 4. 7 – Retroanálise do módulo de Young do solo na umidade natural.	102
Figura 4. 8 – Retroanálise do módulo de Young do solo na condição pré-inundado.	102
Figura 4. 9 – Curva (L_f) versus deslocamento horizontal na superfície (y_o). Provas de carga na condição de umidade natural.....	105
Figura 4. 10 – Esquema de carregamento da estaca e reação do solo (adaptado, Van Impe e Reese, 2001).....	107
Figura 4. 11 – Dimensões da estaca.	108
Figura 4. 12–curva carga versus deflexão do topo da estaca isolada (EHC1), calculada com a estaca subdividida em 50, 100, 150 e 200 segmentos.....	109
Figura 4. 13 – Curvas carga vs deflexão do topo da estaca isolada calculada por três modelos de curvas p-y, calculada com a $E_p I_p$ constante.....	112
Figura 4. 14 - Curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada, calculada com $E_p I_p$ variável, onde a seção fissurada é modelada pela relação momento-curvatura gerada pelo LPILE.....	113
Figura 4. 15 – Curva momento-curvatura que o programa LPILE gera internamente através dos dados de entrada das propriedades do material da estaca.....	114
Figura 4. 16 – (a) Seção fissurada (Adaptado de Abagnara, 2009); (b) Diagrama momento-curvatura (Adaptado de Silva, 2012).....	114
Figura 4. 17 - (a) Relação rigidez flexional vs momento fletor atuante; (b) Momento vs curvatura bi-linear calculado em um planilha Microsoft Excel.	115
Figura 4. 18 - Momento vs curvatura representativo do comportamento à flexão de uma seção de concreto armado (Gonzáles, 2014).....	116
Figura 4. 19 - Curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada, calculada com $E_p I_p$ variável, em que a seção fissurada é modelada pela relação momento-curvatura bi-linear.....	117
Figura 4. 20 - Curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada ajustada, calculada com $E_p I_p$ variável, em que a seção fissurada é modelada pela relação momento-curvatura bi-linear..	119
Figura 4. 21 – Curvas p-y validadas e ajustadas para estaca EHC1.....	120
Figura 4. 22 - Determinação do fator multiplicador-p, (f_{mi}), em um grupo de estacas (Mokwa et al. 1999).....	121
Figura 4. 23 – Curvas p-y para o grupo de três estacas a partir da curva p-y da estaca isolada.	122
Figura 4. 24 – Curva carga vs deflexão do grupo de 3 estacas calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ variável e com a condições de contorno de topo fixo.	124

Figura 4. 25 – (a) Curvas p-y para o grupo de três estacas; (b) Curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999)..	125
Figura 4. 26 – Gráfico do momento fletor <i>versus</i> profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de 3 estacas, obtido pelo método GEP.....	126
Figura 4. 27 – Gráfico da força cisalhante <i>versus</i> profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de três estacas, obtido pelo método GEP.....	127
Figura 4. 28 - Curva carga <i>versus</i> momento máximo da estaca equivalente ao grupo (grupo de três estacas).	129
Figura 4. 29 – Curva carga <i>vs</i> deflexão no topo do grupo de duas estacas, calculado considerando fator de eficiência igual a um.....	130
Figura 4. 30 – Curva carga <i>vs</i> deflexão no topo do grupo de 2 estacas, calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ variável, condições de topo parcialmente restringida com rigidez rotacional retroanalisado de $K_{m\theta} = 7290$ kNm/rad.....	131
Figura 4. 31 – Comparação entre os valores c' em solo saturado, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais (média e medidas de dispersão) (Guimarães, 2002).	132
Figura 4. 32 - curva carga <i>vs</i> deflexão do topo da estaca isolada calculada com $E_p I_p$ constante, utilizando o método das curvas p-y de Reese (1974) para areia.	135
Figura 4. 33 - curva carga-deflexão do topo da estaca isolada calculada com $E_p I_p$ variável, utilizando-se o método das curvas p-y de solo “C-Ø” de Reese (1997).	136
Figura 4. 34 – Curva carga-deflexão do grupo de 3 estacas calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ constante, na condição de topo fixo e solo inundado.	137
Figura 4. 35 – Gráfico do momento fletor <i>versus</i> profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de 3 estacas, obtido pelo método GEP.....	138
Figura 4. 36 – Gráfico da força cisalhante <i>versus</i> profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de 3 estacas, obtido pelo método GEP.....	138
Figura 4. 37 – Curva carga-deflexão no topo do grupo de 2 estacas, calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ constante, com condições de topo parcialmente restringida e com rigidez rotacional $K_{m\theta} = 5635$ kNm/rad.	140
Figura A. 1 – Resultado das provas de cargas.....	161
Figura C. 1 – Planilha de cálculo das curvas p-y pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999).	164
Figura C. 2 - valores k_q e k_c em função da razão z/B e ângulo de atrito interno do solo (Poulos e Davis, 1980).	165
Figura C. 3 – Curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999), com solo na umidade natural.	165

Figura C. 4 – Curvas p-y obtida pelo método do “solo C-Ø” de Reese 1997 com solo na umidade natural.	166
Figura C. 5 – Curvas p-y obtida pelo método de Reese 1974 para solo arenoso com solo na umidade natural.	166
Figura C. 6 – Curvas p-y obtida pelo método do “solo C-Ø” de Reese 1997 com solo inundado.	167
Figura D. 1– Diagrama de interação (Alonso, 1989).	168
Figura E. 1– Diagrama momento-curvatura bi-linear (Adaptado de Silva, 2012).	169
Figura E. 2– Seção circular de uma estaca de concreto solícita por flexão.	171
Figura F. 1 – Critério da ruptura convencional para deslocamento de 25 mm, aplicado à estaca EHC1.	174
Figura F. 2 – Gráfico para estimativa da carga de ruptura (PR) por Van der Veen (1953). ..	176
Figura F. 3 – Curva carga x deflexão da estaca EHC1.	176

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A	Área da seção transversal da estaca
B	Largura da estaca
C'	Coesão efetiva do solo
C.E.UnB	Campo experimental da Universidade de Brasília
CLM	Método da Carga Característica
CPT	Cone Penetration Test
C.S.	Coeficiente de segurança
c_u	Coesão da argila em análise não drenada
D	Diâmetro ou largura da estaca
e	Excentricidade da carga horizontal aplicada
e	Índice de vazios
$E_p I_p$	Rigidez da estaca
E_p	Módulo de Young da estaca
EHC	Estaca hélice contínua
E_s	Módulo de Young do solo
E_{50}	Módulo de Young à metade da tensão desviatória de ruptura
f	Profundidade da seção onde ocorre o máximo momento fletor
fct	Resistência à tração do concreto
F	Força concentrada atuando na ponta da estaca
F_a	Força ativa
F_p	Força passiva
F_{pt}	Força horizontal total da estaca
F_p	Fator de plastificação de estaca isolada
f_m	Fatores de redução da reação do solo
G_c	Módulo de distorção característico do solo
G_e	Fator de eficiência relativa à resistência lateral de um grupo de estacas
GEP	Método da estaca equivalente ao grupo
G_s	Módulo de distorção do solo
G^*	Módulo de distorção modificado
H	Carga horizontal aplicada ao topo da estaca
H_G	Carga total no grupo de estacas
H_j	Carga horizontal aplicada na estaca j
H_0	Carga horizontal aplicada na estaca junto à superfície do terreno
H_u	Carga horizontal aplicada no topo da estaca
I_I	Momento de inércia da seção de concreto no estádio I
I_{II}	Momento de inércia da seção de concreto fissurada no estádio II
I_E	Momento de inércia efetivo
I_p	Momento de inércia da estaca
IP	Índice de plasticidade
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
$I_p H$	Fator adimensional de influência referente ao deslocamento

I_pM	Fator adimensional de influência referente ao momento aplicado
K	Módulo de reação horizontal do solo
K_a	Coefficiente de empuxo ativo
K_c	Fator de resistência lateral para solos puramente coesivos
k_h	Coefficiente de reação horizontal do solo
$K_{m\theta}$	Rigidez rotacional
kN	Quilo Newton
K_p	Coefficiente de empuxo passivo
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
K_R	Fator de flexibilidade
K_t	Rigidez transversal da estaca definida pela relação entre a carga horizontal e deslocamento;
L	Comprimento
l_c	Profundidade crítica da estaca
L_f	Profundidade de engastamento
$LVDT$	(<i>Linear Variable Differential Transformer</i>) sensor para medição de deslocamento linear
m	Numero de linhas no grupo de estaca
M	Momento fletor
M_a	Momento fletor atuante
M_{cr}	Momento critico que define o limite entre o estágio 1 e o estágio 2 de fissuração do concreto
M_d	Momento fletor resistente
MEF	Método dos Elementos Finitos
M_{ip}	Momento no início da plastificação
MN	Mega Newton;
M_{yield}	Momento de plastificação da estaca
M_{max}	Momento fletor máximo da estaca na ruptura
M_u	Momento fletor último
NBR	Norma Brasileira
$N_{méd}$	Número médio de golpes
n	Número de estacas no grupo
n_1 e n_2	número de linhas e colunas respectivamente do grupo de estacas
p	Reação do solo ao longo da profundidade da estaca
P_a	Carga admissível
P_c	Carga de colapso
P_r	Carga de ruptura
P_u	Resistência última do solo na ruptura
P_{ud}	Resistência última por unidade de comprimento da estaca para maiores profundidades
P_{ut}	Resistência última por unidade de comprimento da estaca para pequenas profundidades
P_x	Carga axial aplicada à estaca
P_G	O valor-p para a estaca equivalente ao grupo
P_{zu}	Função que define o empuxo passivo ao longo da estaca

$q_{c\text{méd}}$	Capacidade de ponta médio
Q	Cortante
$(Q_U)_g$	Resistência lateral do grupo de estacas
$(Q_U)_s$	Resistência lateral de uma estaca isolada
r	Raio da estaca
R_R	Razão de deslocamento
R	Fator de redução de grupo
S	Espaçamento entre as estacas de um mesmo grupo
SPT	Standart Penetration Test
SPT-T	Standart Penetration Test with torque
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
S_t	Rotação no topo da estaca
S_0	Rotação da estaca na superfície do terreno
T	Rigidez relativa entre estaca e solo
$T_{\text{méd}}$	Torque médio
UnB	Universidade de Brasília
u_a	Porosidade de ar
u_w	Porosidade de água
V	Força cortante
y	Deflexão horizontal sofrida pela estaca
y_t	Deflexão horizontal do topo da estaca
y_0	Deflexão da estaca junto à superfície
y_{50}	Deflexão para metade da resistência última
w	Umidade natural
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
z	Profundidade
Z_r	Profundidade do ponto de rotação
α	Coefficiente que define a forma da curva
$\alpha_{\rho H}$	Espaço entre estacas
$\alpha_{\nu f}$	Fatores de interação para estacas com o topo fixo
δ	Vetor coluna com n+1 elementos dos deslocamentos do solo
ν_s	Coefficiente de Poisson do solo
ρ	Deflexão da estaca
ρ_c	Parâmetro que define o grau de homogeneidade do solo
ρ_k	Deslocamento da estaca k
ρ_G	Deslocamento do grupo de estacas
ρ_H	Deslocamento unitário de referência da estaca
ρ	Deslocamento no nível da superfície do terreno de estacas
θ	Rotação no nível da superfície do terreno de estacas
σ	Tensão total
σ'_v	Pressão vertical efetiva

σ_z	Pressão unitária atuante;
ρ_r	Recalque de ruptura convencional
γ	Peso unitário do solo
η_h	Constante do coeficiente de reação horizontal do solo
ε_{50}	Deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio, determinada em ensaio triaxial
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos assuntos mais relevantes e menos estudados na área de engenharia de fundações é a questão do carregamento lateral de grupos de estacas. Na prática, as fundações em estacas isoladas ou em grupos quase sempre são submetidas a, pelo menos, certa intensidade de carga horizontal. Em muitos casos, a magnitude da carga horizontal em relação à vertical é pequena, e cálculos adicionais não são necessários. Por exemplo, no estaqueamento da fundação de um edifício de altura moderada, em torno de quatro pavimentos, será fácil resistir ao pequeno esforço horizontal desenvolvido pela ação do vento.

Em outros casos, vários são os tipos de obras que têm estacas ou tubulões sob elevado nível de carregamento transversal como, por exemplo, pontes, píer, edifícios altos, estrutura “offshore”, torres de linha de transmissão, estruturas em regiões susceptíveis à sismicidade bem como estacas em situações em que ocorre movimento lateral de solo. Nas fundações destas obras, o carregamento horizontal será uma ação crítica a ser considerada no desenvolvimento do projeto (Fleming et al., 1992).

Tradicionalmente, quando se tem fundações em estacas submetidas a elevado carregamento horizontal, o projetista opta por utilizar vigas de travamento para distribuir carga horizontal em maior número de fundações, ou opta por inclinar as estacas ou algumas estacas do bloco. Essa ação tem a finalidade de fazer com que a componente horizontal seja transmitida axialmente ao eixo da estaca, pois a estaca, sendo um elemento estrutural esbelto, é menos eficiente para transmitir carga perpendicular ao seu eixo. No entanto, no caso de algumas restrições de execução, como fundações com lâmina d’água ou restrições quanto à disponibilidade e ao custo de equipamento, faz-se necessário o uso de estacas verticais sob carregamento horizontal.

Outro fato a ser considerado, conforme relatado por Fleming et al. (1992), é que, em alguns casos, é muito conservadora a hipótese de ignorar a capacidade de uma estaca vertical suportar carga lateral, já que pode ser tipicamente uma ordem de grandeza menor do que a

capacidade axial de uma estaca, mas pode ser suficiente para evitar a necessidade da inclinação da estaca, a qual em geral tem maior custo de execução.

A maioria das fundações em estacas consiste em um grupo de estacas unidas por bloco de coroamento de concreto armado, as quais atuam no duplo papel de levar carga vertical aplicada às camadas mais profundas e de transferir as cargas laterais nas camadas mais superficiais do solo. As estacas unidas em mesmo bloco, em geral, são pouco espaçadas, propiciando ocorrência do fenômeno de interação estaca-solo-estaca, que é um fenômeno tridimensional, a partir do qual, no solo circundante ao fuste das estacas, são induzidas tensões e deformações que se superpõem, tornando o comportamento do grupo de estacas diferente do comportamento de uma estaca isolada.

Nesta dissertação, pretende-se, através da análise de prova de carga horizontal em estaca, executada por Santos (2010), avaliar a aplicação de métodos analíticos encontrados na literatura técnica a projeto de grupo de estacas. Dá-se ênfase à região de Brasília, onde o solo local apresenta características geotécnicas próprias, e as camadas superficiais são geralmente porosas, apresentando elevado índice de vazios e sofrendo deformação brusca ou não quando saturadas e simultaneamente carregadas. Também podem ocorrer deformações sob condições de carregamento elevado, mesmo quando o solo não estiver saturado (Blanco, 1995).

Os esforços horizontais têm a particularidade de ter um número reduzido de referências de parâmetros geotécnicos. Particularmente para os solos tropicais, é frequente a utilização de valores encontrados por autores da literatura internacional e nacional, encontrando-se, porém valores discrepantes e que nem sempre podem ser generalizados. É necessário, portanto, a obtenção de parâmetros para solos por regiões e solos específicos (Miranda Junior, 2006).

1.2 OBJETIVOS

A presente dissertação de mestrado, intitulada “Avaliação do comportamento de grupos de fundação carregados lateralmente em solo poroso colapsível e tropical do DF”, propõe, a partir de métodos analíticos, com soluções aproximadas, e em condições específicas de carga, analisar o comportamento de estacas isoladas e em grupos, sujeitas a carregamento horizontal em solo poroso tropical, de forma a se entender melhor o comportamento carga-deslocamento

em níveis de deformação de trabalho ou próximo da situação de ruptura com a obtenção de parâmetros de projeto via retroanálises de provas de cargas de estacas carregadas horizontalmente.

Para alcançar este objetivo geral, serão estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

1. Avaliar a influência da colapsividade do solo na capacidade de carga horizontal das fundações, por meio da avaliação de dados existentes de prova de carga com o solo no estado de umidade natural e previamente inundado executado por Santos (2010);
2. Observar a possível influência das propriedades do solo de Brasília na capacidade de carga e nos deslocamentos em grupo de estacas sujeito a carregamento lateral usando método existente na literatura técnico-científica, no qual se analisa o comportamento do grupo de estacas a partir da análise de uma estaca isolada;
3. Avaliar o método da estaca equivalente ao grupo - GEP, como ferramenta de análise de prova de carga horizontal não instrumentada e como ferramenta de projeto de grupo de estacas usando os fatores empíricos multiplicadores-p (f_m);
4. Obter, através de retroanálises, parâmetros de projeto de uso prático no dimensionamento de fundações em estacas solicitadas por carregamento horizontal no solo de Brasília;
5. Dar prosseguimento à linha de pesquisa “Estudo do Comportamento de Fundações na Argila Porosa de Brasília”, que vem sendo desenvolvida pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB.

1.3 ETAPAS DA PESQUISA

A presente dissertação constitui-se na análise de resultados existente de prova de carga horizontal de estaca isolada e de grupo de duas e três estacas, considerando-se parâmetros retroanalizados dos ensaios de prova de carga, parâmetros de laboratórios e de ensaio de campo obtidos em pesquisas anteriores, realizadas no campo experimental da UnB, tendo

como ferramentas de análise formulações analíticas propostas na literatura técnico-científica e a utilização do *software* comercial LPILE *Plus* V.5. As seguintes etapas são assim consideradas:

1. Caracterização geotécnica do local: nesta etapa, foram levantados os parâmetros geotécnicos obtidos por ensaios experimental (Cunha et al. 1999), ensaio de laboratório e ensaio *in situ* obtido por Guimarães (2002), sondagens a percussão executadas no campo experimental da UnB;
2. Interpretação das provas de carga com carregamento horizontal em estaca isolada e em grupo de duas e três estacas executadas por Santos (2010), utilizando-se critério de ruptura, métodos de extrapolação da curva carga-deslocamento e retroanálise de parâmetros geotécnicos;
3. Previsão da capacidade de carga da estaca isolada com diferentes métodos e comparação com as cargas de ruptura obtida na prova de carga. Previsão da carga admissível do grupo a partir da capacidade de carga horizontal da estaca isolada;
4. Análise carga-deflexão da estaca isolada com objetivo de validar as curvas p-y por comparação entre a curva carga-deslocamento obtida com *software* LPILE *plus* V.5 na condição de topo livre com o resultado da prova de carga da estaca isolada;
5. Simulação da curva carga *versus* deflexão do grupo de estacas com *software* LPILE *plus* V.5, em conjunto com método GEP, com objetivo de avaliar aplicação deste método por comparação com a curva carga *versus* deslocamento, medida na prova de carga e, por fim, por retroanálise, obter o fator de eficiência do grupo de estacas.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em 05 capítulos:

O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais a respeito do comportamento de estacas carregadas transversalmente, enfatizando algumas metodologias utilizadas para analisar o comportamento carga-deslocamento em níveis de deformação de trabalho ou próximos da situação de ruptura. Também são apresentados os objetivos desta dissertação bem como a organização da dissertação.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão dos métodos analíticos de previsão da capacidade de carga e comportamento carga-deflexão da estaca isolada, destacando os conceitos básicos de obtenção das curvas p-y. Em seguida, são revisados métodos analíticos de cálculo dos fatores de eficiência do grupo, comportamento carga-deslocamento do grupo de estacas. Além disso, são descritas as diferentes metodologias utilizadas no dimensionamento de grupos de estacas carregadas transversalmente, indicando suas respectivas especificidades, limitações e vantagens.

O Capítulo 3 caracteriza o solo do Campo Experimental de Ensaios de Campo e Fundações da Universidade de Brasília no qual se realizaram as provas de carga. Descreve a forma de preparação e execução de todas as provas de carga analisadas nesta pesquisa e também relaciona as provas de cargas já realizadas no campo experimental, apresentando a metodologia aplicada na execução das estacas a serem analisadas.

O Capítulo 4 apresenta e analisa os resultados obtidos nas provas de carga de forma gráfica. Faz-se a previsão da capacidade de carga e se avalia o comportamento carga-deflexão com ênfase na obtenção do fator de eficiência de grupo de estacas.

O Capítulo 5 reúne as considerações finais e as conclusões obtidas a partir das análises realizadas nesta dissertação. Adicionalmente, são apresentadas algumas sugestões para desenvolvimento de pesquisas futuras, no sentido de contribuir para o prosseguimento da investigação do tema.

Nos Apêndices, são apresentados os resultados das provas de carga lateral, dedução de fórmulas e cálculos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Em obras assentes na argila porosa de Brasília, é frequente o uso de fundação em grupo de estacas unidas por um bloco rígido de concreto armado, denominado no meio técnico por bloco de coroamento de estacas. Os métodos utilizados na análise de grupo de estacas carregado lateralmente, em geral, é uma extensão da análise da estaca isolada e, portanto, este capítulo aborda dois grandes temas: estaca isolada e grupo de estacas.

O comportamento de estacas sob cargas transversais e momentos é muito mais complexo do que sob cargas axiais. Neste segundo caso, as propriedades da estaca pouco influenciam no comportamento, e a ruptura ocorre no solo adjacente; no primeiro caso, as propriedades das estacas influem tanto quanto as propriedades do solo adjacente, e a ruptura frequentemente se dá por colapso da estaca à flexão.

O carregamento lateral em estacas pode ser dividido em duas categorias: o carregamento chamado de ativo, no qual uma força externa é aplicada à estaca, e o carregamento passivo, em que o movimento do solo adjacente à estaca impõe esforços ao elemento de fundação. Nesta dissertação, serão estudadas estacas submetidas a carregamento ativo do tipo estático de curta duração.

Para Fleming et al. (1992), o comportamento da estaca depende fundamentalmente do seu comprimento. Estacas curtas, quando submetidas a carregamentos laterais sofrem essencialmente uma rotação como um corpo rígido. Já em estacas longas, irá se desenvolver uma rótula a uma dada profundidade da estaca, o que faz com que apenas a parte superior sofra deslocamentos significativos (Figura 2.1). Em geral, para estacas “curtas”, o problema passa a ser a ruptura no solo ou a excessiva deflexão no topo da estaca; para estacas “longas”, pode ocorrer ruptura estrutural do elemento da estaca ou, igualmente, excessiva deflexão horizontal da mesma (Cunha, 1996).

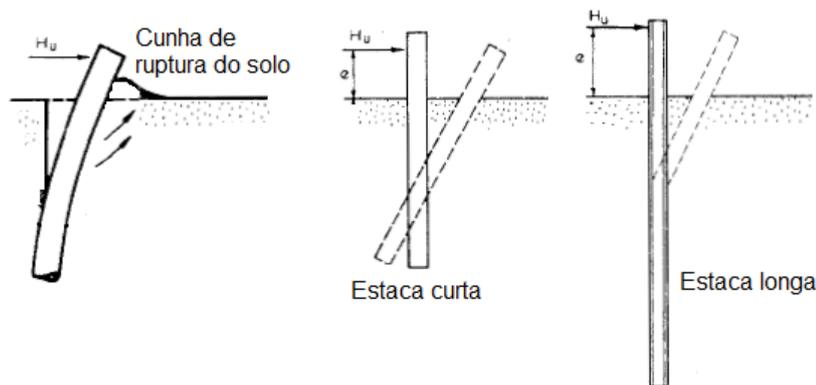


Figura 2. 1 - Deformação de estacas submetidas a carregamento lateral.

O problema de estacas sujeitas a carregamento horizontal ativo é abordado tradicionalmente pela literatura em dois tópicos. O primeiro é a capacidade de carga do sistema solo-estaca, e o segundo é a deformação horizontal da estaca. A escolha de uma abordagem ou de ambas pelo projetista de fundação dependerá dos critérios de projeto impostos pela superestrutura. Outra abordagem não menos importante que envolve as duas anteriores é a análise de grupo de estacas carregadas horizontalmente. Nessa análise, a maioria dos métodos analíticos de comportamento de grupo de estacas é uma extensão do método de análise de estacas isoladas.

A seguir, apresenta-se, de forma resumida, uma visão geral acerca de trabalhos desenvolvidos no Brasil e exterior, além de soluções tradicionais de modo a situar o estudo do comportamento de estacas isoladas e em grupos submetidas a carregamento horizontal no contexto científico.

2.2 DETERMINAÇÃO DA CARGA ÚLTIMA DA ESTACA ISOLADA

Nesta seção, serão apresentados métodos de estimativa de capacidade de carga lateral em estacas, baseados em formulações simplificadas que utilizam o modelo de equilíbrio limite tratando o solo com comportamento rígido-plástico e que consideram diferentes mecanismos de ruptura solo-estaca (Figura 2.4).

2.2.1 Método de Brinch Hansen

O método de Brinch Hansen (1961) é baseado na teoria do empuxo de terra. Este método assume a hipótese de que a estaca é um elemento rígido de topo livre e que o solo mobilizado ao seu redor, pela aplicação do carregamento lateral, gera um empuxo passivo sobre a estaca.

Considera-se uma estaca de dimensão transversal B e comprimento enterrado L , submetida a uma força horizontal H aplicada a uma altura e e acima da superfície do terreno (Figura 2.2).

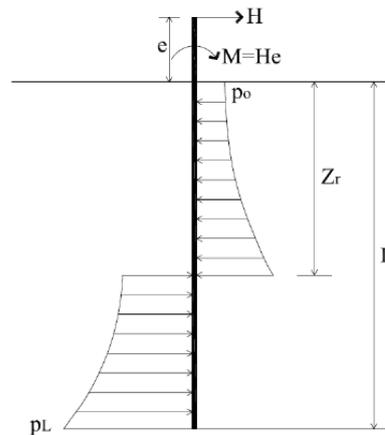


Figura 2. 2 - Mecanismo de mobilização da resistência de uma estaca sob carregamento lateral (Brinch Hansen, 1961).

O valor de H pode aumentar até o valor H_u no qual a reação do terreno atinge o seu valor máximo, ou seja, o correspondente ao empuxo passivo (p_{zu}). As equações de equilíbrio são escritas abaixo:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow H_u - \int_0^{Z_r} p_{zu} B dz + \int_{Z_r}^L p_{zu} B dz = 0 \quad (2.1)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_u - \int_0^{Z_r} p_{zu} B z dz + \int_{Z_r}^L p_{zu} B z dz = 0 \quad (2.2)$$

Onde:

P_{uz} = função que define o empuxo passivo ao longo da estaca;

B = diâmetro da estaca;

L = comprimento da estaca;

H_u = carga horizontal aplicada no topo da estaca;

$M_u = H_u \cdot e$ momento causado pelo carregamento e pela excentricidade;

Z_r = profundidade do ponto de rotação.

Conhecida a distribuição de p_{zu} , essas duas equações permitem, por tentativas, determinar os valores de Z_r e H_u . Brinch Hansen (1961) fornece os seguintes resultados:

$$p_{zu} = \sigma'_{vz} K_q + cK_c \quad (2.3)$$

Onde:

σ'_{vz} = tensão vertical efetiva na profundidade z ;

c = coesão do solo;

K_q e K_c = coeficientes de empuxo que dependem de ϕ e de z/B , dados na (Fig. 2.3).

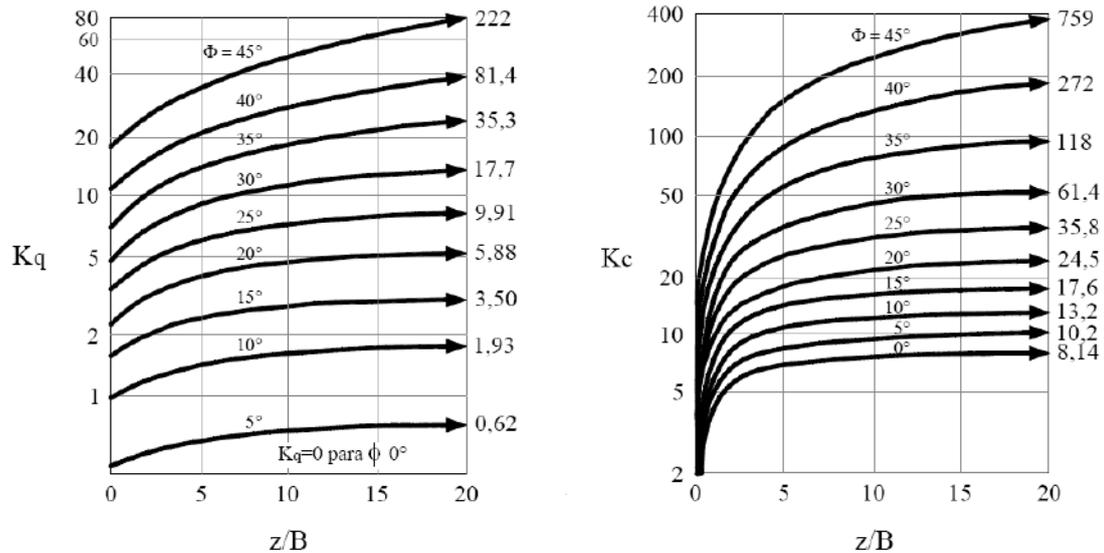


Figura 2.3 - valores k_q e k_c em função da razão z/B e ângulo de atrito interno do solo (Poulos e Davis, 1980).

Este método apresenta como vantagem a possível aplicação em solos coesivo-friccionais, podendo também as estratificações do solo serem consideradas apenas pela segmentação dos limites das integrais nas equações de equilíbrio. Como desvantagem, este método se aplica somente às estacas curtas, pois não considera a formação de rótulas plásticas no elemento estrutural.

2.2.2 Método de Broms

Broms (1964a, 1964b) apresentou dois artigos. No primeiro, abordou as estacas em solos argilosos e, no segundo, estacas em solos arenosos. Posteriormente, num terceiro artigo, (Broms, 1965) resumiu suas conclusões apresentando um critério para o cálculo de estacas carregadas transversalmente (Velloso & Lopes, 2002).

Para a classificação das estacas quanto ao comprimento, Broms (1964a e 1964b) adotou as classificações desenvolvidas por Matlock & Reese (1961), que envolvem o comprimento da estaca (L) e a rigidez relativa estaca-solo para solos coesivos (R) e para solos arenosos (T).

$$\frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{R} \leq 2 \rightarrow \text{Estacas Curtas} \quad (2.4)$$

$$2 < \frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{R} \leq 4 \rightarrow \text{Estacas Intermediárias} \quad (2.5)$$

$$4 < \frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{R} \rightarrow \text{Estacas Longas} \quad (2.6)$$

Onde:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K}}, \text{ Sendo K o módulo de reação horizontal do solo} \quad (2.7)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}}, \quad (2.8)$$

Sendo η_h a constante do coeficiente de reação horizontal do solo, E_p módulo de Young da estaca e I_p momento de inércia da estaca.

O método foi desenvolvido com simplificação dos diagramas de distribuição de resistência do solo ao longo de estacas longas, curtas e intermediárias, na condição de topo livre e engastado. Segundo Broms (1964a), a resistência lateral última da estaca é governada pela tensão de plastificação na seção transversal da estaca e pela resistência lateral oferecida pelo solo. Desta forma, a ruptura se caracteriza pela ação do que primeiro ocorrer: ruptura estrutural da seção da estaca ou ruptura do solo.

Como o método baseia-se no comportamento da fundação na ruptura (Figura 2.4), são apresentadas diversas formas de ruptura de estacas, considerando-se as condições de engastamento de topo e de comprimento das estacas.

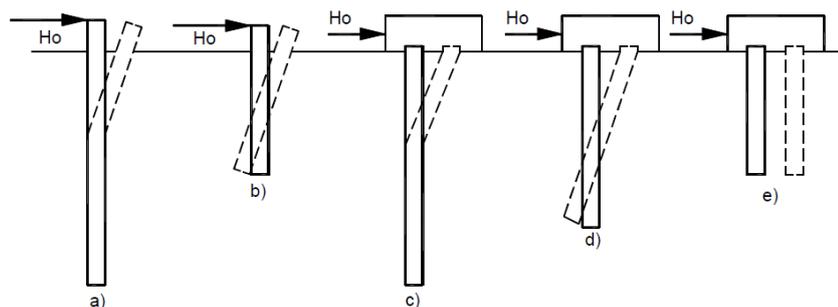


Figura 2. 4 – Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca curta com topo livre; c) estaca longa com topo engastado; d) estaca intermediária com topo engastado; e) estaca curta com topo engastado (Broms, 1964a).

Em suma, ao contrário das estacas curtas, que têm um mecanismo de ruptura governado exclusivamente pela ruptura do solo ao seu redor, as estacas longas estão sujeitas à ruptura por dois motivos:

1. Devido à força horizontal que causa a ruptura do solo acima da seção de momento fletor máximo (a resistência do solo ao redor da estaca é o principal fator que determina a capacidade de carga horizontal);
2. Devido à força horizontal que produz um momento fletor que plastifica o material da estaca (a capacidade de carga horizontal da estaca é regida pela rigidez da estaca).

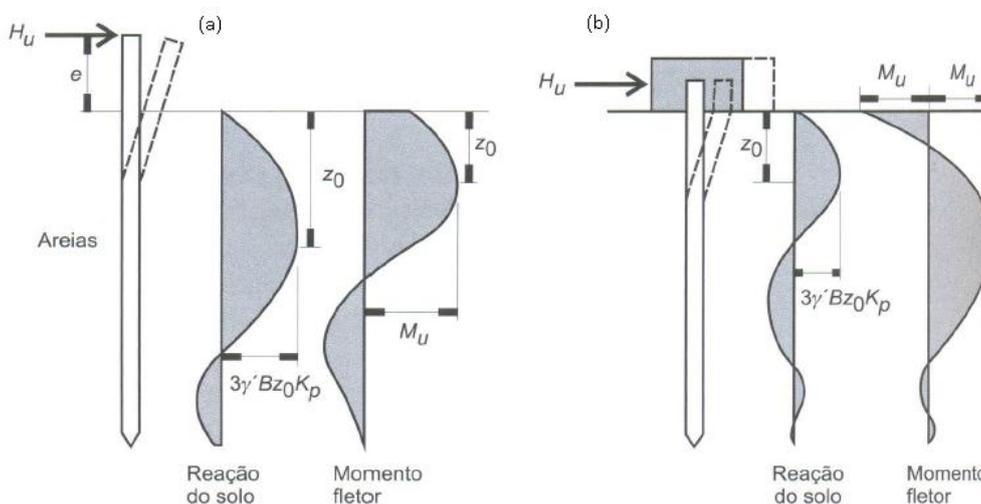


Figura 2. 5 – Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca longa com topo fixo (Velloso e Lopes, 2002).

Na Figura 2.5, encontra-se o mecanismo de ruptura, os diagramas de reação do solo e de momentos fletores para estaca longa com topo livre e topo fixo. Nessa figura, H_u = carga horizontal última ou carga de ruptura, M_u = momento último que causa a formação da rótula

plástica, e = distância de aplicação da carga à superfície do terreno, Z_0 = localização do momento fletor máximo em relação à superfície do terreno.

Para o caso dos solos arenosos, Broms (1964b) fez as seguintes suposições:

- a) O empuxo ativo atuante na face oposta ao movimento horizontal da estaca é desprezado.
- b) O empuxo passivo na face frontal da estaca é três vezes o valor do empuxo de Rankine, devido ao efeito tridimensional, ou seja,

$$p_u = 3 \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_p B \quad (2.9)$$

Onde:

$K_p = (1 + \text{sen}\phi') / (1 - \text{sen}\phi')$ é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

ϕ = ângulo de atrito interno efetivo;

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical inicial a uma determinada profundidade.

- c) A forma da seção transversal da estaca não tem influência na resistência máxima do solo;
- d) Os deslocamentos são suficientes para total mobilização da resistência lateral;
- e) O peso específico do solo é admitido constante com a profundidade.

Barton (1982) citado por Fleming et. al. (1992), propôs que se considere a resistência do solo proporcional ao coeficiente de empuxo passivo de Rankine para pequenas profundidades (até $1,5 \cdot B$) e para profundidades superiores, proporcional ao seu quadrado.

$$\text{Para } z \leq 1,5B \quad p_u = \sigma'_{v0} \cdot K_p B \quad (2.10)$$

$$\text{Para } z > 1,5B \quad p_u = \sigma'_{v0} \cdot K_p^2 B \quad (2.11)$$

Em estacas longas com topo livre, a ruptura ocorre quando uma rótula plástica se forma em uma profundidade Z_0 , correspondente à localização do momento fletor máximo e são obtidos os valores:

$$z_0 = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' BK_p}} \quad (2.12)$$

e

$$M_{m\acute{a}x} = Hu(e + 0,67z_0) \quad (2.13)$$

Ao se igualar esse momento fletor máximo ao momento de ruptura (ou de plastificaao), obtem-se:

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' BK_p}}} \quad (2.14)$$

O valor adimensional $H_u / K_p B^3 \gamma'$ está representado na (Fig. 2.6) em funao de $M_u / K_p B^4 \gamma'$ e de e/B .

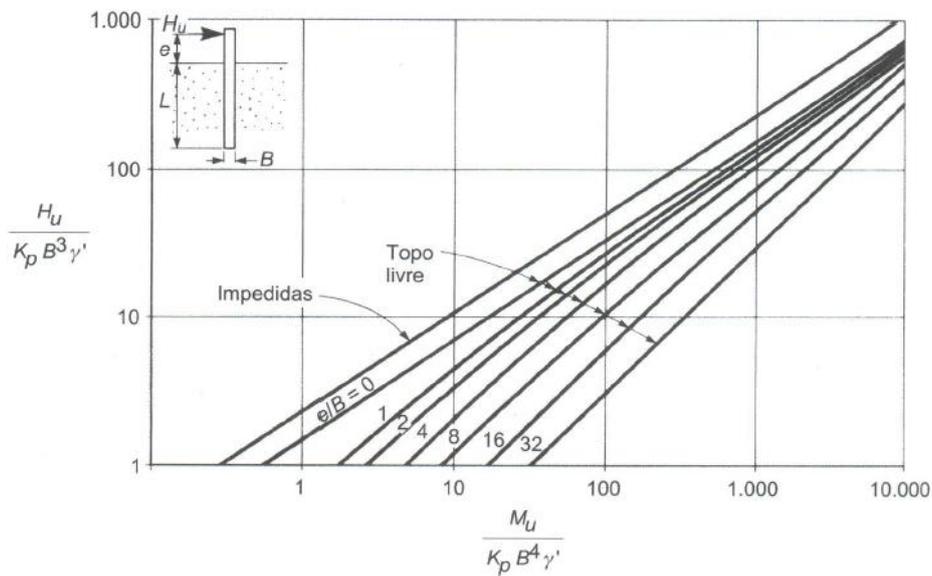


Figura 2. 6 – Estacas longas em solos arenosos (Velloso e Lopes, 2002).

Em estacas longas com topo engastadas, se a seao da estaca tiver momento de ruptura positivo (M_u^+) diferente do negativo (M_u^-), a carga de ruptura será dada por:

$$H_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' BK_p}}} \quad (2.15)$$

Se os dois momentos de ruptura forem iguais,

$$H_u = \frac{2M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma' BK_p}}} \quad (2.16)$$

Os valores de H_u podem ser obtidos da Figura 2.6.

A teoria completa do método de Broms é facilmente encontrada na bibliografia, como por exemplo, no livro de Velloso e Lopes (2002).

O método para o cálculo do momento de plastificação (M_{yield}), usado no método de Broms (1964a,b), encontra-se no Anexo E.

2.2.4 Método de previsão da carga de ruptura em provas de carga horizontais

Segundo Reese & Van Impe (2001), a análise do comportamento da curva carga *versus* deslocamento obtido por prova de carga é a informação mais segura na elaboração de projetos de fundações sujeitos a carregamento horizontal, em que o deslocamento horizontal é o critério crítico de projeto. Portanto, o resultado de uma prova de carga horizontal, assim como a vertical sobre uma fundação isolada, é interpretado através da curva carga *versus* deslocamento, que retrata o comportamento da interação solo-estaca.

A prova de carga pode conduzir a uma curva carga-deslocamento, na qual não se verifica claramente a carga de ruptura do elemento de fundação. Nesse caso, deve-se fazer uma extrapolação da curva com o intuito de se estimar o valor da carga de ruptura.

Segundo Albuquerque (2010), existe uma lista vasta e variada na bibliografia de processos para determinar a carga de ruptura através da interpretação da curva carga *versus* recalque. Os critérios mais utilizados para determinação da carga de ruptura são: Van Der Veen (1953),

Mazurkiewicz (1972), critério da ruptura convencional para um deslocamento de 25mm, conceito do gráfico de rigidez introduzido por Decourt (1999) e o critério da NBR 6122/2010.

Entretanto, todos esses métodos foram desenvolvidos para estimativa da carga de ruptura em estacas submetidas exclusivamente à compressão axial. Não são conhecidos métodos específicos para extrapolação da curva carga versus deflexão, em provas de carga horizontais. Na prática, de acordo com Albuquerque (2010), utiliza-se o critério de ruptura convencional para um deslocamento horizontal de 25 mm, embora seja cada vez mais comum a adoção da condição de deslocamento admissível fornecido pelo projeto estrutural. Os métodos utilizados nesta pesquisa encontram-se no Apêndice F.

2.3 COMPORTAMENTO CARGA-DEFLEXÃO DA ESTACA ISOLADA

Na grande maioria dos casos das estacas sujeitas a ações horizontais, o dimensionamento é condicionado pela limitação dos seus deslocamentos. Assim, nas últimas décadas, foram desenvolvidos vários métodos para a previsão do comportamento de estaca sujeita à ação horizontal, de forma a permitir avaliar os deslocamentos e os esforços a que estes elementos de fundação estão sujeitos. Praticamente em todos eles, a estaca é assimilada a uma peça linear caracterizada por uma dada rigidez à flexão, residindo a sua principal diferença na modelação do comportamento reológico do solo envolvente. Existem duas vias que normalmente são utilizadas para modelar o comportamento do solo, nomeadamente os modelos discretos e os modelos contínuos (Santos, 1999). Os dois modelos serão discutidos nas seções seguintes.

Dentro do conceito de viga sobre base elástica, carregada transversalmente, Hetenyi (1946) formulou a Equação diferencial (2.15) assumindo que uma estaca longa imersa em meio elástico é submetida a um determinado carregamento horizontal no topo e a uma força distribuída p ao longo do seu fuste. Ao se admitir, a hipótese dos pequenos deslocamentos, a resposta da estaca pode ser analisada pela equação diferencial.

$$E_p I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + P_x \cdot \frac{d^2 y}{dz^2} - p(y, z) = 0 \quad (2.17)$$

Onde:

$E_p I_p$ = rigidez à flexão da estaca [FL^2];

P_x = carregamento vertical atuante no topo da estaca [F];

p = reação do solo ao longo da profundidade da estaca [FL^{-1}];

y = deflexão horizontal da estaca [L]

z = profundidade [L].

Randolph (1981), citado por Jardim (1998), comenta que a solução da Equação diferencial (2.17) se desenvolveu em duas direções distintas. Uma delas, que será abordada no item apresentado a seguir (2.3.1), desenvolveu-se segundo o modelo do “solo de Winkler”. A outra resolução da mesma equação, que será abordada no Item 2.4.1, desenvolveu-se modelando o solo como homogêneo, elástico e contínuo (Poulos, 1971).

2.3.1 Modelos de análise baseados em modelos discretos, “solo de Winkler”

Na análise baseada em modelos discretos, a natureza contínua do solo é ignorada, sendo o seu comportamento simulado por uma série de molas independentes, cuja relação tensão-deformação é conhecida. Nesse modelo, admite-se uma estaca vertical embutida no terreno cujo comprimento seja tão grande em relação às suas dimensões transversais que ela pode ser estudada como uma peça linear.

Enquanto a estaca não é solicitada, as tensões no terreno envolvente à estaca estão equilibradas, mas à medida que seu topo é solicitado por uma força horizontal, a estaca sofre deformações ao longo do seu eixo e geram-se alterações no estado de tensão do solo envolvente.

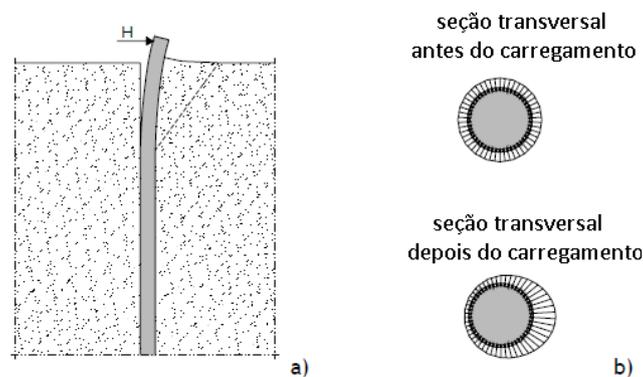


Figura 2. 7 – Estaca submetida à ação horizontal: a) deformação e b) distribuição das tensões antes e depois do carregamento (adaptado de Sousa, 2006).

Num ponto situado à frente da estaca, a tensão aumenta, ao contrário do que acontece num ponto situado na sua face posterior. A integração das pressões no solo, em torno da seção da estaca num comprimento infinitesimal, conduz a uma força de reação p por unidade de comprimento longitudinal.

Aplicando o modelo de Winkler ao problema assim formulado, pode admitir-se que a força de reação (p), de dimensões $[FL^{-1}]$, e o deslocamento (y), de dimensões $[L]$, são relacionados pela Equação (2.18), abaixo:

$$p(y, z) = -K(z).y \quad (2.18)$$

Onde:

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

y = deflexão horizontal da estaca $[L]$;

p = força por unidade de comprimento da estaca $[FL^{-1}]$;

z = profundidade $[L]$.

O sinal negativo na expressão (2.18) indica que o sentido da reação do terreno é sempre oposto ao do deslocamento horizontal sofrido pela estaca.

Então, substituindo a Equação (2.18) em (2.17) e desconsiderando a força vertical (P_x) compressiva, já que a sua ação pouco afeta o deslocamento horizontal (Van Impe & Reese, 2001), sendo mais importante na análise da flambagem, obtém-se:

$$E_p I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + K(z).y = 0 \quad (2.19)$$

2.3.1.1 Coeficiente de reação horizontal k_h $[FL^{-3}]$

A constante de proporcionalidade entre a reação do solo e o deslocamento do mesmo designa-se por módulo de reação horizontal do solo $K[FL^{-2}]$ e, quando dividida pela dimensão transversal $B[L]$ da estaca, dá origem ao coeficiente de reação horizontal da estaca $K_h[FL^{-3}]$.

A análise da resposta de uma estaca solicitada horizontalmente através de modelos discretos exige o conhecimento da variação do coeficiente de reação k_h , ao longo do seu comprimento.

De acordo com Poulos (1971), uma das leis de variação mais frequentemente utilizadas surgiu dos trabalhos de Palmer e Thompson (1948), sendo dada pela expressão:

$$k_h = k_L \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad (2.20)$$

em que,

k_h é coeficiente de reação horizontal do solo [FL^{-3}];

k_L é o valor do coeficiente de reação na ponta da estaca [FL^{-3}];

L é o comprimento da estaca [L];

z é a profundidade [L];

n é um número real, positivo, igual ou maior que zero.

Em geral, considera-se que o expoente n toma um valor nulo para solos argilosos sobreconsolidados e que é igual à unidade para solos arenosos ou solos argilosos normalmente consolidados.

No caso de se ter n igual à unidade, é corrente apresentar-se o coeficiente de reação na forma da expressão (2.21):

$$k_h = \eta_h \frac{z}{B} \quad (2.21)$$

Como:

$$K = K_h B, \text{ então } K = \eta_h Z \quad (2.22)$$

Portanto,

η_h [FL^{-3}], conhecido como constante do coeficiente de reação horizontal do solo representa uma taxa de variação do módulo de reação K [FL^{-2}] com a profundidade.

2.3.1.2 Soluções analíticas do problema de estaca carregada horizontalmente

A solução da Equação diferencial (Equação 2.19) pode ser obtida por via analítica ou por via numérica. A via analítica, pela grande complexidade dos cálculos envolvidos, só é viável para casos muito específicos dependendo de como k é avaliado no problema (K constante).

A solução geral da Equação (2.19) é da forma:

$$y = (C1.\cos \lambda z + C2.\text{sen}\lambda z)e^{\lambda z} + (C3.\cos \lambda z + C4.\text{sen}\lambda z)e^{-\lambda z} \quad (2.23)$$

em que C1 a C4 são constantes de integração que dependem do carregamento e das condições fronteira e o parâmetro λ é dado pela expressão:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad (2.24)$$

As soluções desenvolvidas dividem-se em três casos: estacas flexíveis, semiflexíveis e rígidas, devido às simplificações que se podem efetuar nos casos limites.

Para o caso das estacas flexíveis (vigas semi-infinitas), as condições fronteira da ponta da estaca são negligenciáveis, ou seja, uma força atuante numa das extremidades tem um efeito desprezível na extremidade oposta.

As expressões para cálculo dos deslocamentos, rotações, momentos fletores e esforço cisalhante para as várias condições de fronteira e, no caso do solo considerado homogêneo, podem ser encontradas na bibliografia. Vários autores se dedicaram a este assunto. Segundo Alonso (1989), destacam-se as soluções analíticas proposta pelos autores abaixo relacionados:

Heteny (1946): para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo constante com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal e momento fletor;

Miche (1930): para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo linearmente crescente com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal.

2.3.1.3 Método dos parâmetros adimensionais

Matlock & Reese (1961) desenvolveram, através de coeficientes adimensionais, um método simples de calcular os esforços ao longo da profundidade da estaca para o caso do módulo de reação horizontal variar linearmente com a profundidade. O deslocamento na superfície do terreno da estaca com topo livre é dado pela Equação (2.25).

$$y_0 = 2,435H \frac{T^3}{E_p I_p} + 1,623He \frac{T^2}{E_p I_p} \quad (2.25)$$

Onde:

H = carga horizontal aplicada ao topo da estaca;

E_p = módulo de elasticidade da estaca;

I_p = momento de inércia da estaca;

e = distância do ponto de aplicação da carga ao fundo da cava;

$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}}$, rigidez relativa entre a estaca e o solo;

η_h = constante do coeficiente de reação horizontal do solo.

Alonso (1989) apresenta o método de Matlock e Reese (1961) para o cálculo do deslocamento de topo engastado através das seguintes equações:

$$y_0 = \frac{1}{E_p I_p} (2,435HT^3 + 1,623HeT^2 - 1,623MT^2) \quad (2.26)$$

$$y_t = y_0 + \frac{1}{E_p I_p} \left(1,623HeT^2 + 1,75(He^2T - MeT) + \frac{He^3}{3} - \frac{Me^2}{2} \right) \quad (2.27)$$

Em que

$$M = \frac{1,623HT^2 + 1,75HeT + 0,5He^2}{1,75T + e} \quad (2.28)$$

Para o caso de uma carga horizontal aplicada no topo da estaca, a uma distância acima da superfície do terreno (denotado pela letra e), Cintra (1982) generalizou uma expressão para correlacionar o deslocamento horizontal neste ponto, ou seja, y_t com y_0 da expressão anterior (Miguel, 1996).

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (2.29)$$

Onde:

y_0 = deflexão horizontal na superfície do terreno;

y_1 = parcela da deflexão horizontal do seguimento de estaca sem solo adjacente;

y_2 = parcela da deflexão horizontal decorrente da rotação da estaca;

y_3 = parcela da deflexão horizontal referente ao ponto de leitura;

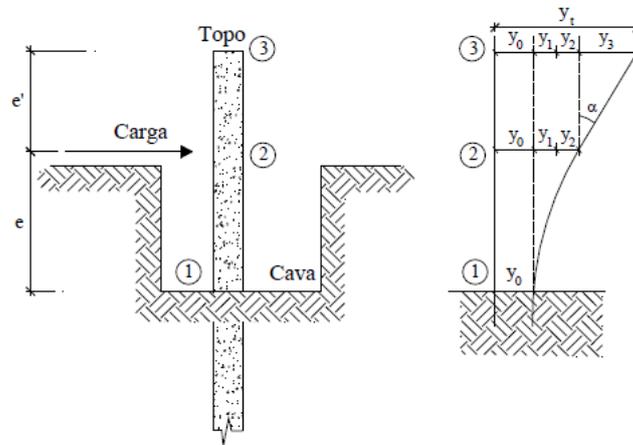


Figura 2. 8 – Esquema de aplicação de carga (Almeida, 2008).

$$y_1 = S_0 e \quad (2.30)$$

Onde S_0 é a rotação da estaca na superfície do terreno.

$$S_0 = 1,623H \frac{T^2}{E_p I_p} + 1,750He \frac{T}{E_p I_p} \quad (2.31)$$

$$y_2 = \frac{H.e^3}{3.E_p I_p} \quad (2.32)$$

$$y_3 = \frac{H.e^2.e'}{E_p I_p} \quad (2.33)$$

2.3.1.3 Método das curvas p-y e solução numérica através do método das diferenças finitas

A teoria das curvas p-y, desenvolvida por Matlock e Reese (1961), é amplamente usada para descrever a interação não linear entre a estaca e o solo circunjante. Esta abordagem analisa a resposta de estacas carregadas lateralmente e, de acordo com Mokwa (1999), é essencialmente uma modificação ou "refinamento evolutivo" do modelo básico Winkler, no qual p é a pressão do solo por unidade de comprimento da estaca e y é a deflexão da estaca. O solo é representado por uma série de curvas p-y não lineares que variam de acordo com a profundidade e tipo de solo. Um exemplo de um modelo hipotético p-y é mostrada na Figura 2.9.

A solução da Equação (2.17) pelo método das diferenças finitas considera-se na Figura 2.8.

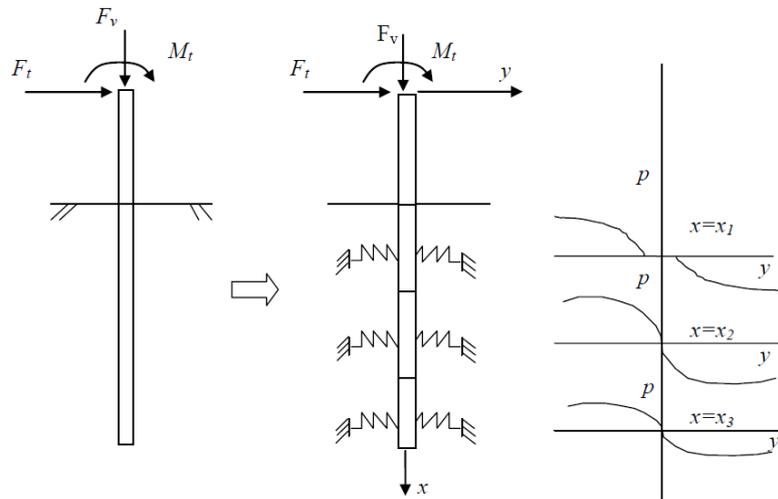


Figura 2. 9 – Esquema de carregamento da estaca e reação do solo (Van Impe e Reese, 2001).

A metodologia das curvas p-y tem sido muito utilizada na prática, para análise de estaca isolada, por sua simplicidade, mesmo que tais curvas apresentem certas limitações: a resistência do solo não linear é proporcional ao deslocamento deste, o solo não é considerado contínuo, e, portanto, cada mola atua independentemente e só quando deslocada absorvem carga. A rigidez do solo depende das propriedades deste e das dimensões da fundação. Essas limitações têm restringido a sua extensão para o caso de grupos de estacas, ou seja, a interação entre as estacas não é levada em consideração (Randolph, 1981).

Apesar das limitações do método das curvas p-y, na última década, foram apresentadas teorias que visam prever o comportamento de grupo de estacas como uma extensão das curvas p-y da estaca isolada. Algumas destas teorias serão apresentadas no Item 2.3.

Considerando a relação p-y não linear a Equação (2.17) pode ser resolvida pelo método numérico das diferenças finitas, com este método obtém-se resultados melhores do que os obtidos por métodos analíticos simplificados e se torna possível o desenvolvimento de *software* com o qual:

1. O efeito da carga axial sobre a deflexão e momento fletor podem ser considerados, e problemas de flambagem em estacas podem ser resolvidos;
2. A rigidez à flexão ($E_p I_p$) da estaca pode ser variada ao longo do comprimento da estaca;

3. Talvez o mais importante efeito, o coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) pode variar com a deflexão da estaca e com a distância ao longo da mesma.

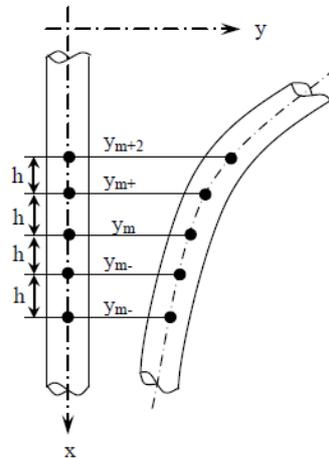


Figura 2. 10 – Representação da subdivisão da estaca para a solução em diferenças finitas (Ensoft Inc., 2005).

No método das diferenças finitas, a estaca é subdividida em n incrementos de comprimento h , o que resulta em $n+1$ equações, conforme mostra a Figura 2.10. A Equação (2.17) é escrita em forma de diferenças finitas da seguinte maneira:

$$y_{m-2}R_{m-1} + y_{m-1}(-2R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2) + y_m(R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2P_x h^2 + k_m h^4) + y_{m+1}(-2R_m - 2R_{m+1} + P_x h^2) + y_{m+2}R_{m+1} = 0 \quad (2.34)$$

Onde $R_m = (E_p I_p)_m$ rigidez à flexão da estaca no ponto m , K_m é o módulo de reação horizontal do solo no ponto m .

Sendo a estaca subdividida em n incrementos, são obtidas $n+1$ equações da forma da Equação (2.28) com $n+5$ incógnitas, por causa dos dois pontos imaginários introduzidos no topo e dois pontos na ponta da estaca. Faltam quatro equações para resolver o sistema e elas são fornecidas pelas condições de contorno sendo duas equações na ponta e duas equações no topo da estaca. O sistema de equações resultante pode ser resolvido pelo caminho mais conveniente, porém um dos mais usados é o método da eliminação gaussiana (Reese e Van Impe, 2001).

Em se tratando de estaca longa, como é caso estudado nesta dissertação, as condições de contorno na ponta da estaca são baseadas no momento e na força cisalhante. A suposição,

indicada pela Equação (2.35), é que, em estaca longa, o momento na ponta da estaca é nulo. A segunda condição de contorno na ponta da estaca é a que envolve a força cisalhante e essa, representada pela Equação (2.36), também é assumida como nula.

$$y_{m-1} - 2y_m + y_{m+1} = 0 \quad (2.35)$$

$$\frac{R_0}{2h^3}(y_{m-2} - 2y_{m-1} + 2y_{m+1} - y_{m+2}) + \frac{P_x}{2h}(y_{m-1} - y_{m+1}) = 0 \quad (2.36)$$

Com R_0 = rigidez à flexão na ponta da estaca.

Reese e Van Impe (2001) analisam as duas condições de contorno no topo da estaca agrupando as condições de topo em quatro casos. Cada caso define duas equações de contorno e cabe ao engenheiro selecionar o caso que melhor representa o problema físico:

Caso 1 – Força cisalhante e momento fletor no topo da estaca são conhecidos – topo livre.

Para a condição em que a força cisalhante no topo da estaca é igual P_t , R_t e M_t respectivamente rigidez à flexão e o momento fletor no topo da estaca, as seguintes equações diferenciais são empregadas.

$$\frac{R_0}{2h^3}(y_{m-2} - 2y_{m-1} + 2y_{m+1} - y_{m+2}) + \frac{P_x}{2h}(y_{m-1} - y_{m+1}) = P_t \quad (2.37)$$

$$\frac{R_t}{h^2}(y_{m-1} - 2y_m + y_{m+1}) = M_t \quad (2.38)$$

Caso 2 – Força cisalhante e rotação no topo da estaca são conhecidas.

Nesse caso, a estaca é assumida embutida no bloco de coroamento de estaca no qual uma força horizontal é aplicada e a rotação é conhecida. Em muitos casos, na condição de topo engastado, a rotação, pelo menos, na fase inicial de carregamento, pode ser assumida como zero. A Equação (2.37) é a primeira das duas equações que são necessárias; a segunda Equação (2.33) reflete a condição de rotação S_t conhecida no topo da estaca.

$$\frac{y_{m-1} - y_{m+1}}{2h} = S_t \quad (2.39)$$

Caso 3 – Força cisalhante e rigidez rotacional no topo da estaca.

As condições de contorno de topo são ilustradas na Figura 2.11. A estaca é considerada embutida no bloco de coroamento com alto nível de engastamento de tal forma que se torna um membro da superestrutura. A solução para o problema proposto por Reese e Van Impe (2001) considera a estaca como um corpo livre unido à parte inferior da superestrutura. O momento induzido no topo da estaca pela restrição à rotação do bloco de coroamento pode ser calculado ou estimado para uma solução inicial. O momento induzido pela restrição é dividido pela rotação, M_t/S_t , que é chamada por Matlok de rigidez rotacional fornecida pela estrutura e que se torna uma das condições de contorno.

$$\frac{\frac{R_t}{h^2}(y_{m-1} - 2y_t + y_{m+1})}{\frac{y_{m-1} - y_{m+1}}{2h}} = \frac{M_t}{S_t} \quad (2.40)$$

A Equação (2.37) completa as condições de contorno.

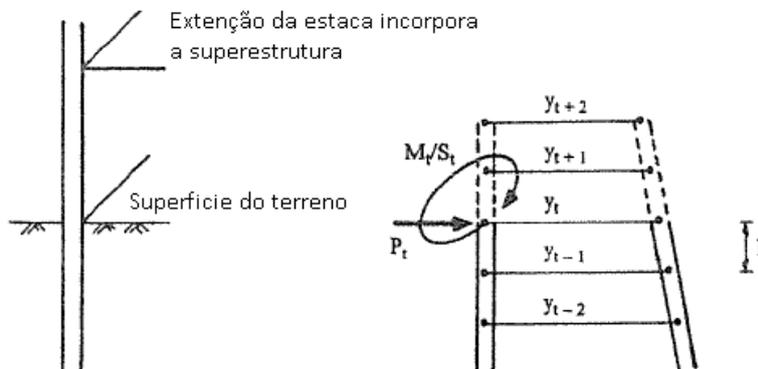


Figura 2. 11 – Representação do caso 3 das condições de contorno no topo da estaca (Van Impe e Reese, 2001).

Caso 4 – Momento e deflexão no topo da estaca.

As condições de contorno de topo da estaca são ilustradas na Figura 2.12.

A estaca é considerada embutida em um pilar de ponte que se move lateralmente a uma dada quantidade, portanto a deflexão y_t no topo da estaca é conhecida e também o momento fletor é conhecido. As duas equações de contorno necessárias no topo da estaca para o caso 4 são as Equações (2.38) e (2.41).

$$y_t = Y_t \quad (2.41)$$

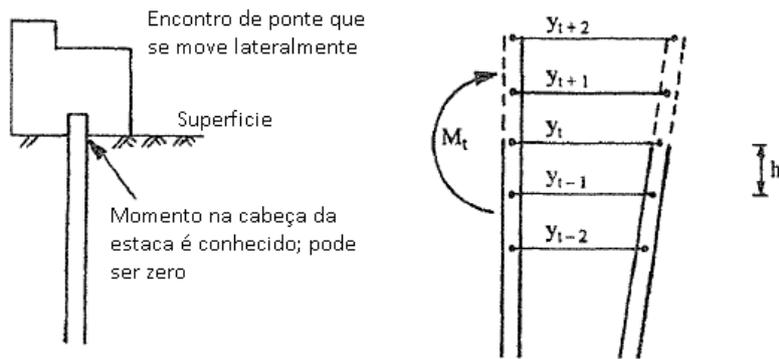


Figura 2. 12 – Representação do caso 4 das condições de contorno no topo da estaca (Van Impe e Reese, 2002).

A abordagem em diferenças finitas descrita nesta seção constituiu-se na base teórica do *software* comercial LPILE com a primeira versão desenvolvida por Reese e Wang (1993), que será usado nesta dissertação. Mais detalhes do *software* LPILE *plus* V5 encontra-se no Item 2.6. Métodos dos elementos finitos (FEM) também têm sido usados para resolver problemas não lineares. Por meio deste método, foi desenvolvido o *software* comercial FB-multiplier (em código de FEM).

2.3.2 Obtenção das curvas p-y

A essência do método que utiliza as curvas p-y consiste na introdução de uma série destas curvas, que permite a obtenção de um valor representativo do módulo de reação do solo K para uma dada profundidade e deslocamento. O valor de K é calculado como sendo a inclinação da reta secante à curva p-y.

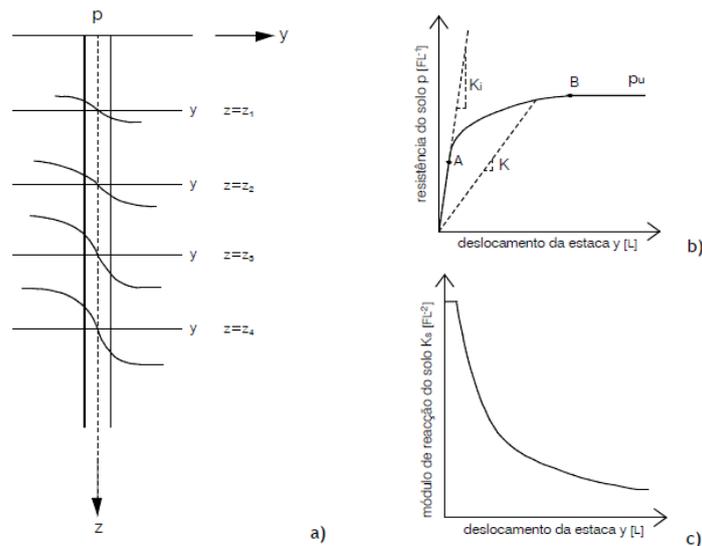


Figura 2. 13 – Curvas p-y: a) conjunto das curvas p-y características da interação solo-estaca; b) relação típica entre a reação do solo e o deslocamento da estaca a uma dada profundidade (curva p-y); e, c) variação do módulo de reação secante do solo e o deslocamento da estaca.

As curvas p-y são influenciadas por uma vasta gama de propriedades, tais como: a dimensão e a forma da seção transversal da estaca, a rigidez à flexão da estaca, o tipo de solo e os seus parâmetros de resistência ao cisalhamento e relações tensão-deformação, o tipo de carregamento (constante, cíclico ou dinâmico), a velocidade de aplicação das cargas, o número de vezes que a carga é aplicada e o seu tempo de atuação, o efeito das sobrecargas no terrapleno, o posicionamento do nível das águas subterrâneas, a tensão de confinamento, o modo de deformação e fenômenos de consolidação e fluência do terreno (Varatojo, 1995 *apud* Sousa, 2006).

Apesar da complexidade notada acima, o módulo de reação do solo tem a vantagem da simplicidade analítica e tem sido validado mundialmente em diversos trabalhos bem documentados. Além disso, e talvez o mais importante, o método tem avançado para tornar-se um procedimento que descreve o comportamento não linear de interação entre a estaca e o solo (Reese e Van Impe, 2001).

A previsão das curvas p-y tem sido desenvolvida com base em estudos de várias naturezas que podem ser enquadrados nos seguintes grupos:

- Ensaios de carga de estacas em verdadeira grandeza;
- Ensaios de carga em modelo reduzido;
- Ensaios *in situ* (ensaio pressiométrico, ensaio dilatométrico, ensaio de placa);
- Correlações empíricas com base em ensaio laboratoriais.

Os métodos baseados em correlações empíricas entre ensaios laboratoriais e o traçado das curvas p-y têm sido os mais utilizados na prática. Estes métodos partem do pressuposto de que é possível correlacionar a relação tensão-deformação obtida nos ensaios laboratoriais de caracterização do solo com a relação p-y da estaca (Santos, 1999 *apud* Sousa 2006).

2.3.2.1 Curvas p-y para areias

Reese et. al. (1974) propuseram um método para a construção de curvas p-y em areias, baseando-se em ensaios em verdadeira grandeza, realizados em Mustang Island, no Texas, descritos por Cox et. al. (1974) e Reese e Van Impe (2001).

Os autores apresentam duas formas distintas de se analisarem estacas solicitadas por carregamento horizontal: a) para pequenas profundidades, por meio da análise do equilíbrio

da cunha que tende a ser expulsa pela face posterior da estaca; e b) para grandes profundidades, pela região onde o solo tende a escoar ao longo da estaca e os efeitos de superfície não mais influenciam o comportamento do sistema.

No primeiro modelo (Figura 2.14), a força horizontal total da estaca (F_{pt}) é obtida pela diferença entre a força passiva (F_p) e a força ativa (F_a), determinadas pela geometria da cunha, através da teoria de Mohr-Coulomb, e pelo coeficiente de empuxo de Rankine, respectivamente. A reação horizontal última do solo por unidade de comprimento da estaca (FL^{-1}) é determinada pela Equação (2.43) obtida por diferenciação da expressão que determina a força horizontal total F_{pt} .

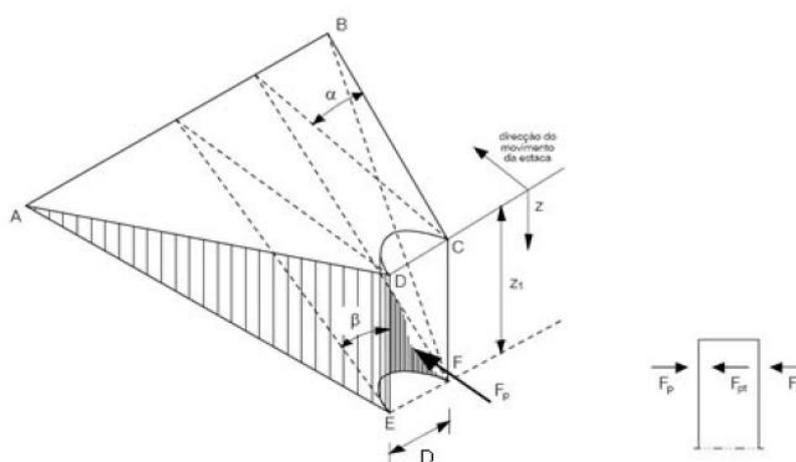


Figura 2. 14 – Modelo do comportamento de solos não coesivos para pequenas profundidades (Reese et al., 1974).

O segundo modelo, válido para maiores profundidades, assume que o movimento de uma estaca cilíndrica causa a ruptura por cisalhamento dos blocos 1, 2, 4 e 5, adjacente à estaca, além de causar o escorregamento do bloco 3. A reação horizontal última do solo (P_u) é determinada, admitindo-se os estados de tensão apresentados na Figura 2.15, e calculada pela Equação (2.38).

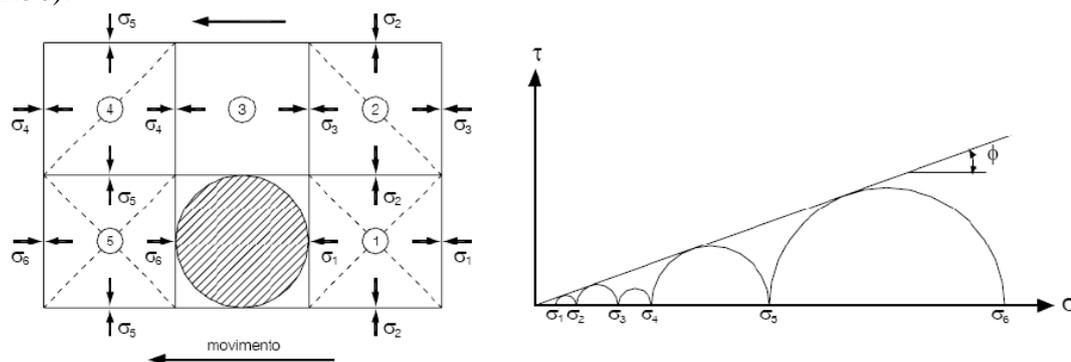


Figura 2. 15 – Modelo do comportamento de solos não coesivos para grandes profundidades (Reese et al., 1974).

Os passos para a construção da curva p-y sugerida, válida para carregamentos estáticos e cíclicos, apresentam-se em sequência e devem ser acompanhados na Figura 2.16 para a identificação das grandezas em causa. Esta construção inicia-se pela determinação dos valores de ϕ' , γ' e η_h , mais adequados para o solo em estudo. O trecho inicial da curva p-y é linear e foi estabelecido utilizando-se a Equação (2.42).

$$p = (\eta_h \cdot z) \cdot y \quad (2.42)$$

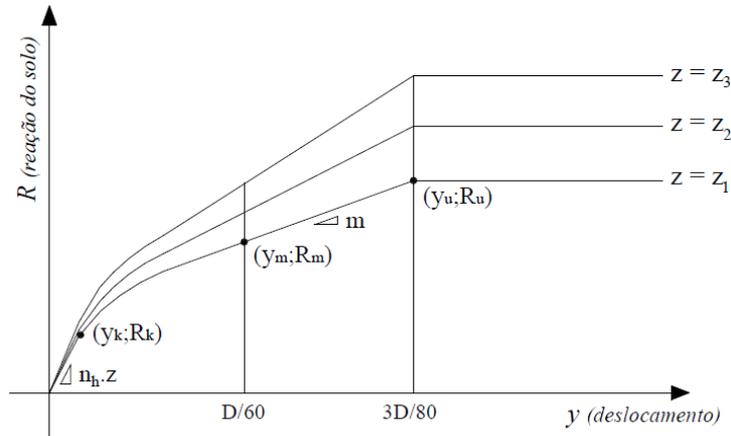


Figura 2. 16 – Curva p-y para solos não coesivos (Modelo adaptado de Reese et al., 1974).

O cálculo da resistência última por unidade de comprimento da estaca usa o menor dos valores dados pelas Equações (2.43) e (2.44), sendo que a primeira equação é válida para pequenas profundidades, e a segunda é válida para maiores profundidades.

$$P_{ut} = \gamma z \left[\frac{k_0 Z \tan \phi \operatorname{sen} \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos(\alpha)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (B + Z \tan \beta \tan \alpha) + k_0 Z \tan \beta (\tan \phi \operatorname{sen} \beta - \tan \alpha) - k_a B \right] \quad (2.43)$$

$$P_{ud} = k_a B \gamma Z (\tan^8 \beta - 1) + k_0 B \gamma Z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (2.44)$$

Onde:

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (2.45)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.46)$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.47)$$

Selecionando-se a partir da Figura 2.17, os coeficientes empíricos A_s (ou A_c) e B_s (ou B_c) em função da profundidade e do tipo de carregamento, estático ou cíclico, é possível determinar os deslocamentos y_m e y_u e as resistências p_m e p_u a partir das Equações (2.48) e (2.49).

Os coeficientes adimensionais A e B têm uma função de ajuste e a sua utilização justifica-se pelas disparidades observadas, relativamente às resistências verificadas em resultados experimentais e teóricos.

$$y_u = \frac{3B}{80}; p_u = A_s \text{ menor } (P_{ut}; P_{ud}) \quad (2.48)$$

$$y_m = \frac{B}{60}; p_m = B_s \text{ menor } (P_{ut}; P_{ud}) \quad (2.49)$$

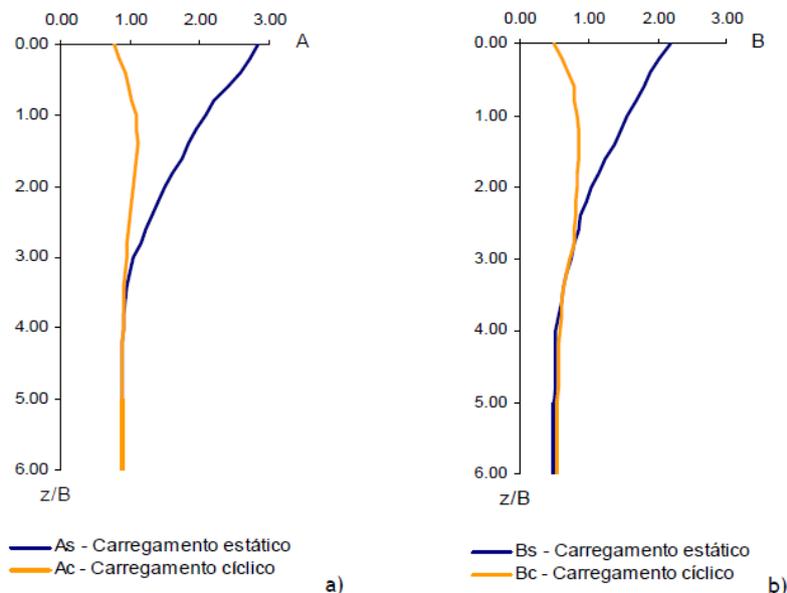


Figura 2. 17 – Coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento – estático ou cíclico (Reese et al., 1974).

De y_m a y_u , a curva p - y é constituída por um trecho retilíneo de inclinação m , definido pela expressão (2.50). Para deslocamentos superiores a y_u , a reação do solo é constante.

$$m = \frac{P_u - P_m}{y_u - y_m} \quad (2.50) \quad P = P_m + m(y - y_m) \quad (2.51)$$

O trecho remanescente é parabólico e desenvolve-se entre os pontos k e m da seguinte forma:

$$p = C.Y^{1/n} \quad (2.52)$$

em que,

$$n = \frac{P_m}{m \cdot y_m} \quad (2.53)$$

$$C = \frac{P_m}{(y_m)^{1/n}} \quad (2.54)$$

definindo-se o ponto k pelo par ordenado $(y_k; p_k)$, de acordo com as expressões (2.55) e (2.56).

$$y_k = \left(\frac{C}{\eta_h \cdot z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.55)$$

$$P_k = C \cdot (y_k)^{1/n} \quad (2.56)$$

Murchison e O'Neil (1984) simplificaram a proposta de Reese et al. (1974), definindo a curva p-y por uma única expressão que se apresenta em sequência:

$$\frac{P}{P_u} = \eta \cdot A \cdot \operatorname{tagh} \left(\frac{\eta_h \cdot z \cdot y}{\eta \cdot A \cdot P_u} \right) \quad (2.57)$$

Onde:

p_u é determinado pelo menor valor dado pelas expressões (2.43) e (2.44);

η é um fator de forma que toma o valor 1,5 para estacas de seção variável e 1,0 para estacas de seção prismática;

A é um coeficiente que vale $(3 - 0,8z/B) \geq 0,9$ para carregamentos estáticos e 0,9 para carregamentos cíclicos.

2.3.2.2 Curvas p-y para argilas moles

Matlock (1970), baseado em análises de resultado de ensaio de prova de carga com a estaca instrumentada, estabeleceu uma metodologia para o traçado da curva p-y em argilas. Deste estudo, resultou a expressão analítica mais largamente usada para a curva p-y, que é a parábola cúbica, representada pela seguinte equação:

$$\frac{P}{P_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.58)$$

Nela, P_{ult} é a resistência última por unidade de comprimento da estaca e y_{50} a deflexão para metade da resistência última. Para converter deformações medidas em ensaios triaxiais em laboratório para deflexões de estacas, a seguinte relação é usada para y_{50} :

$$y_{50} = A\varepsilon_{50}D \quad (2.59)$$

Em que ε_{50} é a deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio, determinada em ensaio triaxial, D é a largura ou diâmetro da estaca, e A é a constante que varia de 0,35 a 3,0 (Reese 1980 *apud* Mokwa 1999).

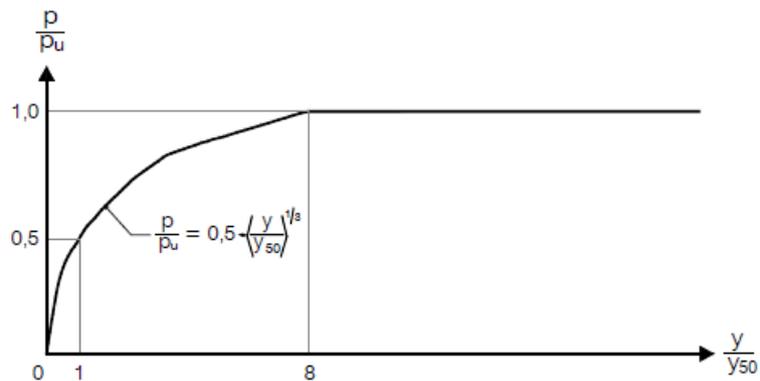


Figura 2. 18 – Definição da curva p-y para argilas moles em carregamento estático, propostas por Matlock (1970).

A curva p-y inicia-se pela estimativa da variação de s_u e γ' em profundidade e pela determinação do valor de ε_{50} a partir de ensaios triaxiais ou dos valores indicados na tabela 2.1, proposta por Skempton (1951), com os quais se determina y_{50} . Para a resistência última do solo em argilas moles submersas, Matlock propõe a expressão genérica do tipo:

$$P_u = k_c \cdot s_u \cdot B \quad (2.60)$$

Em que k_c é um fator de resistência lateral para solos puramente coesivos. Em profundidade, admite k_c igual a 9.

Tabela 2. 1 – Valores de ε_{50} em função de S_u para argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas (Reese e Van Impe, 2001 adaptado de Sousa, 2006).

Argilas normalmente consolidadas (Skempton, 1951)		Argilas sobreconsolidadas (Reese et al., 1975)	
s_u (kPa)	ε_{50}	s_u (kPa)	ε_{50}
< 50	0,02	50 - 100	0,007
50 - 100	0,01	100 - 200	0,005
100 - 200	0,005	200 - 400	0,004

2.3.2.3 Curvas p-y para solos com coesão e ângulo de atrito

A maioria das propostas existentes para a elaboração das curvas p-y refere-se a solos puramente arenosos ou a solos puramente coesivos, caracterizando-se o maciço em estudo pelo seu ângulo de atrito ou pela sua resistência não drenada, respectivamente. No entanto, existem situações em que se torna necessário fazer uma análise do comportamento do solo levando em consideração a sua coesão e o ângulo de atrito, como, por exemplo, o solo residual de Brasília, que tem característica coesivo-friccional.

Nesta perspectiva, Reese e Van Impe (2001) propõem uma metodologia para a elaboração de curvas p-y para solo coesivo-friccional (c' - ϕ'), semelhantes à descrita, para o caso de areias.

O desenvolvimento da curva proposta por Reese e Van Impe (2001) ilustra-se na Figura 2.19 e, para a sua elaboração, é sugerida uma metodologia semelhante à descrita em 2.3.2.1 para areias, levando-se em conta a semelhança do comportamento tensão-deformação destes dois tipos de solos.

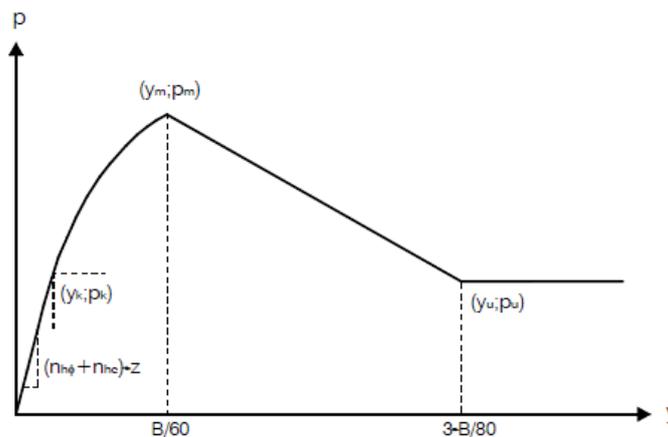


Figura 2. 19 – Definição da curva p-y para solo coesivo-friccional (Reese e Van Impe, 2001).

Evans e Duncan (1982), citados por Reese e Van Impe (2001), sugerem, para a determinação da resistência última do solo, a Equação (2.61), que considera uma componente de resistência atrítica e uma coesiva:

$$P_u = AP_{u\phi'} + P_{uc'} \quad (2.61)$$

Onde,

A é o coeficiente A_S ou A_C determinado pela Figura 2.17;

$p_{u\phi'}$ é determinado pelo menor valor dado pelas expressões (2.43) e (2.44), utilizando os valores de K_a , β e α sugeridos pelas Equações (2.45) a (2.47);

$P_{uc'}$ é determinado pelo menor valor dado pelas expressões (2.62) e (2.63), semelhantes às apresentadas no Item 2.3.2.2, mas substituindo a resistência não drenada pela coesão específica.

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c'} + \frac{j \cdot z}{B} \right] \cdot c' \cdot B \quad (2.62)$$

$$p_u = 9 \cdot c' \cdot B \quad (2.63)$$

Onde j é um fator empírico que toma o valor 0,5 para o caso de argilas moles e 0,25 para argilas médias, sendo usual a adoção do primeiro valor indicado.

O trecho inicial da curva p - y é linear e é estabelecido utilizando-se a Equação (2.64), selecionando-se os valores de $\eta_{hc'}$ e $\eta_{h\phi'}$ com o auxílio da Figura 2.20.

$$p = \left[(\eta_{h\phi'} + \eta_{hc'}) \cdot z \right] y \quad (2.64)$$

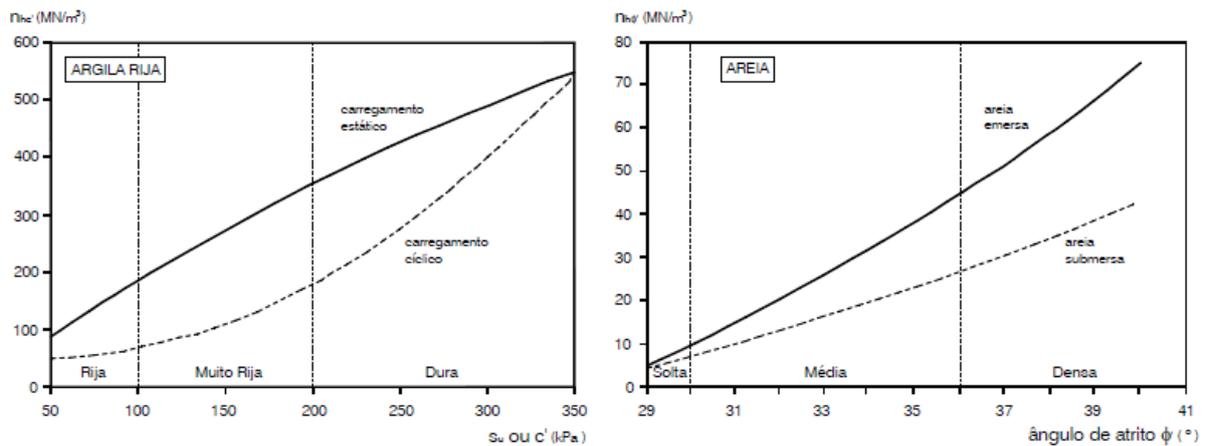


Figura 2. 20 – Valores de $\eta_{hc'}$ e $\eta_{h\phi'}$ (Reese e Van Impe, 2001 *apud* Sousa 2006).

Determinando-se, a partir da Figura 2.17, os coeficientes empíricos A_s (ou A_c) e B_s (ou B_c) em função da profundidade e do tipo de carregamento, é possível definir o valor dos deslocamentos y_m e y_u e as resistências p_m e p_u pelas equações (2.65) e (2.66).

$$y_u = \frac{3B}{80}; \quad p_u = A_s \cdot p_{u\phi'} + p_{uc'} \quad (2.65)$$

$$y_m = \frac{B}{60}; \quad p_m = B_s \cdot p_{u\phi'} \quad (2.66)$$

Para deslocamentos superiores a y_u , a reação do solo é constante e igual à p_u . Para a gama de deslocamentos de zero a $B/60$, as equações que definem a relação p-y são as mesmas definidas para areia no método de Reese et al. (1974).

Mokwa et al. (1999), para avaliar a resposta lateral de estacas em solos argilosos friccionais parcialmente saturados, propôs o uso da parábola cúbica, conforme apresentado na Equação (2.58). O valor da carga lateral última (p_{ult}), para solos coesivos e friccional, foi obtido pela teoria de Brinch Hansen (1961).

Com o uso do fator M, introduzido como fator de ajuste empírico para melhorar a confiabilidade, a teoria Brinch Hansen (1961) pode ser usada para expressar os valores de p_{ult} através da seguinte expressão:

$$p_{ult} = (\gamma z K_q + c K_c) MD \quad (2.67)$$

Onde:

M = fator empírico de modificação igual a 0,85 (adimensional);

D = largura ou diâmetro da estaca, [L];

γ = peso unitário do solo de fundação, [FL^{-3}];

z = é a profundidade medida da superfície do terreno, [L];

c = coesão do solo, [FL^{-2}];

K_q = coeficiente para a componente friccional da resistência do solo em condições de 3D obtido na Figura 2.3;

K_c = coeficiente para a componente coesiva da resistência do solo em condições de 3D obtido na Figura 2.3;

2.3.2.4 Obtenção das curvas p-y em ensaio de carga em verdadeira grandeza

A estratégia que normalmente tem sido empregada para deduzir as curvas p-y a partir de ensaios de carga em estacas em verdadeira grandeza é a que se utiliza de métodos teóricos ajustados aos resultados experimentais, por intermédio de parâmetros empíricos. Assim, um

importante procedimento é a obtenção experimental da curva p-y, que, de acordo com Reese e Van Impe (2001), pode ser agrupada em três procedimentos que são:

- a) A resposta do solo é medida diretamente – este método tem tido pouco sucesso pela dificuldade de instrumentar diretamente a resistência do solo e a deflexão da estaca ao longo do comprimento;
- b) Resposta do solo a partir da curva de momentos fletores – este método utiliza a medição indireta dos momentos fletores pela leitura das deformações de extensômetros instalados no fuste da estaca. A deformação da estaca obtém-se com considerada acurácia por duas integrações da curva de momentos fletores, sendo necessária a medição do deslocamento e da rotação do topo da estaca para a determinação das constantes de integração. A determinação da reação do solo faz-se pela dupla diferenciação do diagrama dos momentos fletores. É, no entanto, necessário ter em mente que, enquanto a integração tende a atenuar os erros experimentais nos diagramas de momentos fletores, o contrário acontece com a diferenciação, tornando-se necessário obter uma medição bastante correta destes esforços para que exista confiabilidade dos valores deduzidos para a reação do solo (Sousa, 2006).
- c) Método adimensional para obter a resposta do solo – neste método, para obter a curva p-y, é instrumentado somente o topo da estaca durante o carregamento lateral, ou seja, é medido o deslocamento e a rotação no topo da estaca, para cada estágio de carga. É necessário admitir uma lei de variação em profundidade do módulo de reação horizontal do solo e utilizar as soluções adimensionais de Matlock e Reese (1961) para determinar as curvas p-y. Admite-se, como exemplo, uma variação em profundidade do módulo de reação do tipo $K = c_n z^n$,

2.3.3 Método da carga característica (CLM)

Embora a metodologia das curvas p-y seja conhecida e represente melhor o comportamento não linear do solo, requer um tempo para preparar os dados e realizar os cálculos. Uma alternativa para uma análise preliminar é usar o método da carga característica desenvolvido por Duncan et al. (1994) (Veloso e Lopes, 2002).

2.4 ABORDAGEM QUE CONSIDERA O SOLO CONTÍNUO

Do ponto de vista teórico, a representação do solo, através de um meio contínuo, é o tratamento mais realístico, pois, apesar de o solo ser um meio particulado, sua modelação como meio contínuo permite a transmissão de força, a aplicação de parâmetros mecânicos inferidos de ensaios geotécnicos e a análise de grupo de estacas, uma vez que o efeito de interação entre as estacas pode ser considerado (Souza, 2006).

A análise de estacas solicitadas horizontalmente, admitindo-se o solo como um meio contínuo, pode ser abordada pelo método dos elementos finitos e pelo método que modela a estaca como uma viga elástica e o solo como um meio contínuo (conforme descrito por Poulos, 1971; Randolph, 1981).

2.4.1 Método elástico

Poulos (1971) aplica a teoria da elasticidade às estacas carregadas lateralmente, considerando o solo como um meio homogêneo, contínuo, elástico e isotrópico. Tendo como parâmetros elásticos o módulo de Young do solo (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν_s), Poulos (1971) e Randolph, (1981) observaram que a variação do ν_s não tem influência significativa nos resultados, e assim, as soluções foram desenvolvidas para $\nu_s = 0,5$, embora haja a correção para outros valores de ν_s .

Os fundamentos do método serão expostos para o caso de uma estaca flutuante (Figura 2.21). Nesse caso, a estaca é modelada como uma viga de largura B , comprimento L e rigidez à flexão $E_p I_p$ constante. A estaca é dividida em $n+1$ elementos iguais de comprimento δ , exceto os elementos do topo e da ponta, que têm comprimento $\delta/2$. Em cada elemento, atua uma pressão horizontal uniformemente distribuída, p , que será admitida constante ao longo da largura da estaca.

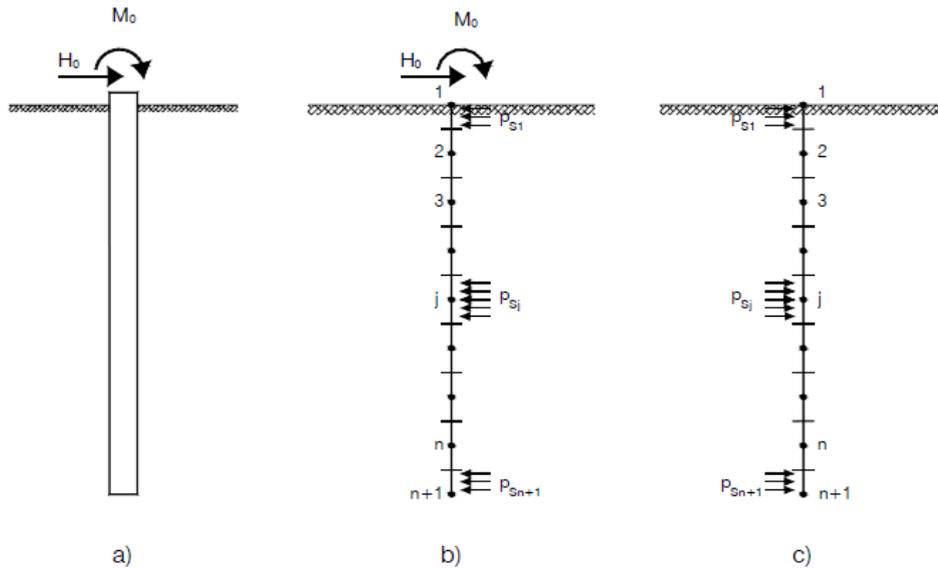


Figura 2. 21 – Representação do modelo contínuo: a) representação do problema; b) modelação da estaca; c) modelação do solo (Adaptado de Poulos e Davis, 1980).

Em regime puramente elástico, os deslocamentos horizontais da estaca e do solo devem ser iguais. Os deslocamentos do solo podem ser expressos pela equação matricial:

$$\{\delta_s\} = \frac{B}{E} [I_s] \{p\} \quad (2.68)$$

Nelas, $\{\delta\}$ e $\{p\}$ são os vetores colunas com $n+1$ elementos dos deslocamentos do solo e das pressões horizontais aplicadas pela estaca ao solo. $[I_s]$ é matriz quadrada $(n+1) \times (n+1)$ dos fatores de influência dos deslocamentos do solo. Os elementos I_{ij} de $[I_s]$ são avaliados por integração sobre uma área retangular da equação de Mindlin para o deslocamento horizontal de um ponto no maciço causado por uma força horizontal aplicada em outro ponto.

Para determinar os deslocamentos da estaca, usa-se a equação diferencial da flexão de uma viga, a qual pode ser escrita em diferenças finitas para os pontos 2 a n , usando-se as condições de extremidades apropriadas no topo e na ponta para eliminar deslocamentos fictícios em pontos da estaca. Poulos & Davis (1980) disponibilizam soluções adimensionais em função das variáveis chamadas de fator de flexibilidade (Kr) da estaca e a razão de comprimento por diâmetro (L/d), que permite o cálculo da estimativa do deslocamento horizontal (p) e da rotação (θ) da estaca na superfície do terreno.

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot L^4} \quad (2.69)$$

Onde:

E_p = Módulo de Young da estaca (F/L²);

I_p = Inércia da estaca (L⁴);

E_s = Módulo de Young do solo (F/L²);

L = Comprimento da estaca (L).

O fator de flexibilidade (K_R) é uma medida adimensional da flexibilidade da estaca em relação ao solo, tendo como valores limites ∞ (infinito), para uma estaca infinitamente rígida, e 0 (zero), para estacas infinitamente longas ou flexíveis.

O deslocamento e a rotação na superfície do terreno considerando as estacas com topo livre são determinados pelas seguintes expressões (Poulos, 1973):

$$\rho = \frac{H}{E_s \cdot L} \left(I_{\rho H} + \frac{e}{L} I_{\rho M} \right) / F_\rho \quad (2.70)$$

$$\theta = \frac{H}{E_s \cdot L^2} \left(I_{\theta H} + \frac{e}{L} I_{\theta M} \right) / F_\theta \quad (2.71)$$

Em que, $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$, $I_{\theta H}$ e $I_{\theta M}$ são fatores de influência elásticos dos deslocamentos e rotações, apresentados adimensionalmente em forma de ábacos, em função de K_R e L/B ;

F_ρ e F_θ são fatores de fluência que representam a razão entre o deslocamento ou rotação da cabeça da estaca no solo considerado elástico e no solo onde a plastificação já se iniciou. Estes fatores estão apresentados em forma de ábacos em função de K_R , da relação e/L e do nível de carregamento considerado adimensionalmente pela relação H/H_U , sendo H_U a carga última da estaca.

Para estacas com topo engastado, o deslocamento é determinado pela seguinte expressão:

$$\rho = \frac{H}{E_s \cdot L} I_{\rho F} / F_{\rho F} \quad (2.72)$$

Em que, I_{pF} e F_{pF} são respectivamente o fator de influência elástico do deslocamento para uma estaca de cabeça fixa submetida a uma força horizontal e o fator de fluência (correção para não linearidade com a carga próxima a ruptura). Os valores destes fatores se encontram igualmente apresentados em forma de ábacos em Poulos & Davis (1980).

Para areias e a argilas moles normamente adensadas, o módulo E_S é considerado linearmente crescente com a profundidade. O cálculo do deslocamento e da rotação do topo da estaca com E_S variável pode ser visto com mais detalhe em Poulos & Davis (1980).

2.4.2 Método dos elementos finitos

Assim como em outros problemas de engenharia, o método dos elementos finitos (MEF) é a técnica numérica mais poderosa para análise da estaca solicitada lateralmente. Considerando que a interação de uma estaca carregada lateralmente com o solo é de natureza tridimensional, a abordagem do solo como meio contínuo que utiliza o (MEF) com rigor tridimensional permite a simulação do carregamento de forma mais realística, considerando o processo de instalação, atrito na interface estaca-solo, com vários modelos constitutivos de solo.

A utilização de programas de elementos finitos que permitem análises elastoplásticas tridimensionais é de grande utilidade. Tais análises contemplam leis constitutivas complexas e possibilitam a consideração de vários fenômenos observáveis, quando uma estaca se deforma lateralmente como, por exemplo, a separação e o atrito na interface estaca-solo. Em estudos de sensibilidade, mostram as limitações inerentes aos métodos correntes de dimensionamento e põem em evidência a influência dos diferentes fatores que afetam o processo de deformação entre o solo e a estaca. No entanto, devido ao tempo despendido neste tipo de análises e da crescente dificuldade da caracterização experimental, estas análises, à medida que os modelos se tornam mais refinados, não são entendidas como ferramentas correntes de dimensionamento (Sousa, 2006).

Uma das possíveis utilizações dos modelos de elementos finitos é a de determinar e validar as curvas p-y, através de retroanálise numérica de provas de cargas, de forma que as curvas p-y possam ser utilizadas com níveis de confiabilidade cada vez maiores.

2.5 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ FLEXIONAL EM ESTACA DE CONCRETO ARMADO

Ricci (1995) fez um estudo para avaliar a influência da variação da rigidez flexional no comportamento estrutural de estacas solicitadas por esforço transversal. A principal conclusão a que chegou em seu trabalho foi que a variação da rigidez flexional de estacas longas de concreto, que decorre da fissuração do concreto, realmente exerce influência significativa sobre seu comportamento. Essa influência é bastante acentuada enquanto não ocorre a plastificação do solo. A partir daí, a participação do solo no comportamento da estaca ganha em importância à medida que aumentam as solicitações.

Del Pino Junior (2003) constatou que a influência da rigidez flexional se mostrou bem mais expressiva do que a influência da rigidez do solo no comportamento das estacas para o nível de carregamento analisado, considerando-se a máxima carga utilizada nas provas de cargas.

Almeida (2008) avaliou a influência da fissuração do concreto na determinação da constante do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h), através de retroanálise das provas de carga considerando a rigidez flexional variável e com deslocamento horizontal em nível de carga de trabalho. O autor obteve o valor retroanalisado de η_h , considerando a rigidez flexional variável aproximadamente 50% maior do que o η_h retroanalisado com a rigidez flexional constante.

González (2014) mostra que, em estacas de concreto classificadas como flexíveis, a fissuração do concreto afeta significativamente o comportamento da estaca. Este autor conseguiu reproduzir provas de carga horizontal em toda sua extensão com o uso do Modelo de Dano Plástico para o concreto via (M.E.F).

O aumento do momento fletor faz com que a tensão de tração ultrapasse o limite suportado pelo concreto e inicie a formação de fissuras espaçadas uma da outra no concreto, resultando na redução do momento de inércia na seção fissurada. Então, a consideração da redução de $E_p I_p$ com aumento do momento fletor pode ser necessária para cálculo mais preciso, especialmente se a deflexão controla o dimensionamento.

O desenvolvimento da fissuração do concreto e da plastificação dos materiais com a intensidade das solicitações pode ser observado na Figura 2.22, na qual se apresenta um típico

diagrama momento-curvatura de uma seção armada, quando a mesma está submetida à flexão simples.

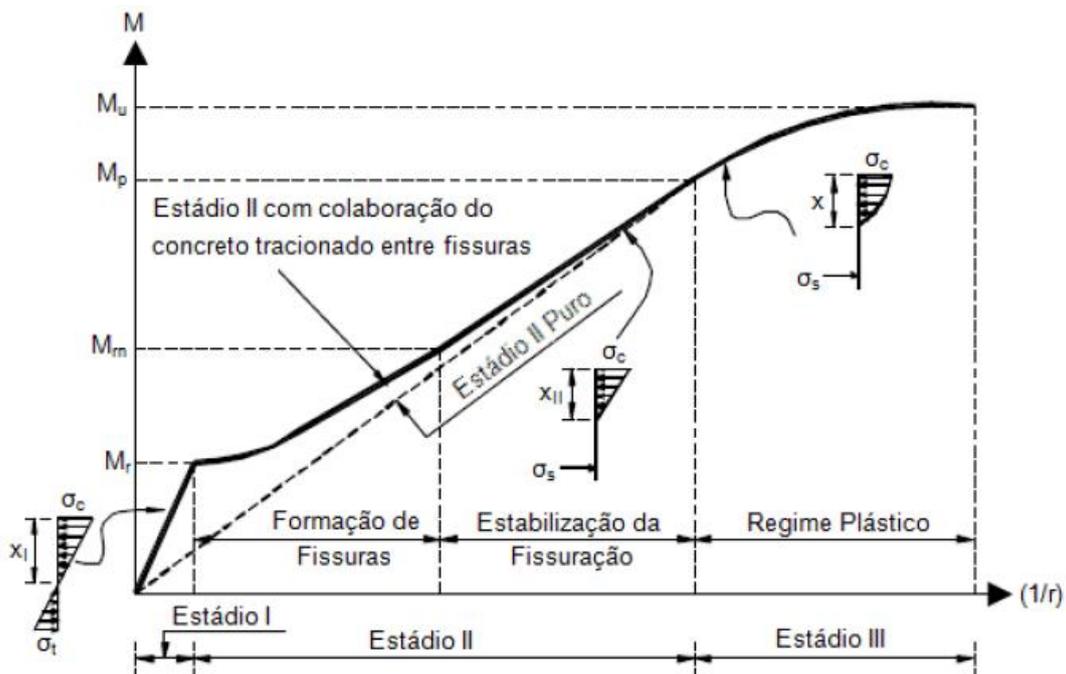


Figura 2. 22 – Diagrama momento-curvatura de seção submetida à flexão simples (Adaptado de Silva, 2012).

O diagrama momento-curvatura caracteriza o nível de fissuração das peças de concreto armado submetido à flexão em três estágios ou estádios, conforme a literatura técnica nacional. No estágio I, a tensão de tração atuante no concreto e no aço está na fase elástica, portanto não forma fissura; no estágio II, a tensão de tração atuante na seção é maior do que o concreto suporta, mas é menor do que a tensão de escoamento do aço, portanto, inicia a formação de fissuras; no estágio III, a tensão atuante atinge a tensão de escoamento do aço.

No Estádio II, percebe-se que, ao se desprezar totalmente o concreto tracionado (Estádio II puro), faz-se uma consideração conservadora, pois, entre duas fissuras consecutivas, existe concreto íntegro que ainda apresenta capacidade resistiva frente às solicitações de tração. Esse, por sua vez, contribui consideravelmente para o aumento da rigidez da peça nessas regiões comparativamente à sua desconsideração. Surgem, assim, diversos modelos constitutivos para que o enrijecimento da seção devido ao concreto tracionado entre fissuras possa ser considerado na análise estrutural. A escolha de modelos constitutivos baseados em diagramas momentos-curvatura é atrativa pela simplicidade e eficiência.

Na Figura 2.23, é mostrado um exemplo de diagrama momento-curvatura com os estádios correspondentes a uma seção, na qual existe a contribuição do concreto entre fissuras, que é representada pela área hachurada do gráfico.

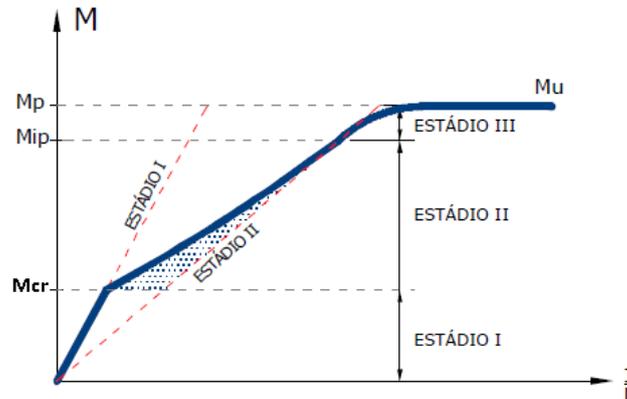


Figura 2. 23 – Diagrama momento-curvatura (Adaptado de Silva, 2012).

A Figura 2.24 mostra o diagrama momento-curvatura de uma seção fissurada, onde não há consideração do efeito “*tension stiffening*”. Este modelo de diagrama é o adotado internamente pelo *software* LPILE.

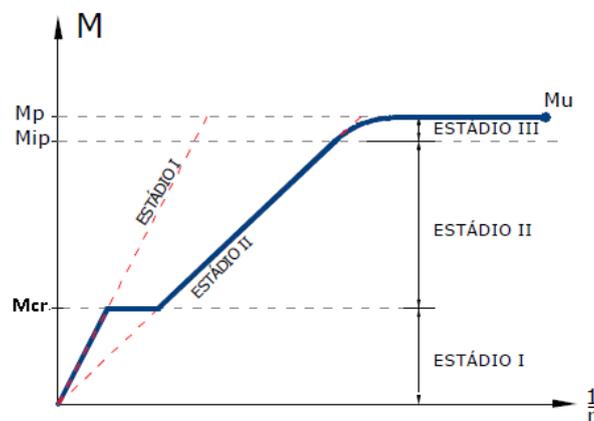


Figura 2. 24 – Diagrama momento-curvatura para a seção fissurada (Adaptado de Silva, 2012).

A fissuração afeta as características da seção e quebra a compatibilidade das deformações entre o aço e o concreto. A seção não fissurada que se encontra entre duas seções fissuradas vizinhas mantém a compatibilidade de deformações, para a qual é considerada sua contribuição à tração (*Tension Stiffening*), sendo que esse fenômeno aumenta a rigidez estrutural principalmente para as cargas de trabalho (González, 2006).

Foi desenvolvida uma planilha no *software* Microsoft Excel para interpretar os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa. Ele gera um diagrama bilinear (Figura 2.25) que, de acordo com Silva (2012), é uma simplificação do diagrama apresentado na Figura 2.23. Este diagrama tem a vantagem de considerar “*tension stiffening*” e de ser facilmente definido por dois seguimentos de reta, bastando apenas ser conhecido o momento crítico (M_{cr}) que define o início da fissuração, o momento do início da plastificação (M_{ip}) e as correspondentes curvaturas. (Desenvolvido no Apêndice E).

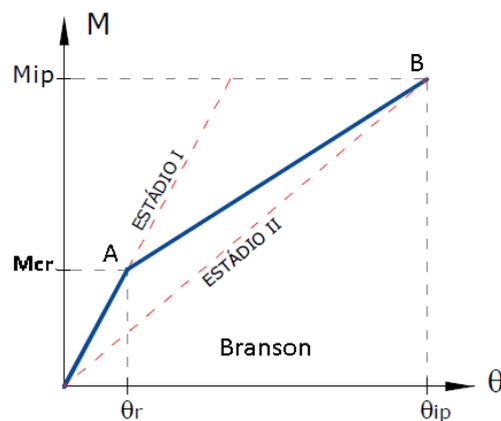


Figura 2. 25 – Diagrama momento-curvatura bi-linear (Adaptado de Silva, 2012).

Através do diagrama momento-curvatura bi-linear, obtém-se um conjunto de pares ordenados (M_a , $E_P(I_E)_P$), que podem ser inseridos no *software* LPILE *plus* V.5, o qual interpreta como uma função $E_P I_P = f(M_a)$. O LPILE calcula o momento fletor na seção com a rigidez flexional fornecida pela função inserida. Este cálculo é feito iterativamente até que a diferença entre o valor do momento calculado pelo LPILE e o valor definido pela função fique menor que a tolerância especificada.

2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE *SOFTWARE* LPILE *PLUS* V.5 PARA ANÁLISE DA ESTACA ISOLADA SOLICITADA LATERALMENTE

LPILE *plus* V.5 é um programa comercial que resolve a Equação diferencial (2.17) para uma viga apoiada sobre uma base elástica em que são usadas curvas de transferência de carga laterais não lineares p - y . O programa calcula a deflexão lateral da estaca, o momento fletor, a força de cisalhamento e a resposta do solo ao longo do comprimento da estaca. Como opção,

o programa disponibiliza gráficos da deflexão da cabeça da estaca para vários comprimentos a fim de auxiliar o projetista na escolha de um comprimento ótimo.

A reação lateral não linear do solo é modelada pelas curvas p-y geradas internamente por teorias de publicações recomendadas para vários tipos de solos. Procedimentos especiais estão programados para compor curvas p-y para solos em camadas. Alternativamente, o usuário pode inserir manualmente qualquer outra curva p-y, gerada externamente.

Cinco tipos de condições de contorno para o topo da estaca podem ser selecionados, e as propriedades estruturais da estaca podem variar como uma função da profundidade. LPILE tem recursos analíticos para calcular o momento fletor e relacionar com a capacidade nominal do momento fletor de uma estaca, calculado com base nas especificações das dimensões da estaca e das propriedades dos materiais.

2.6.1 Processo de solução

LPILE usa o método das diferenças finitas para desenvolver a solução da equação diferencial de quarta ordem. No método de diferenças finitas, a estaca é dividida em vários seguimentos com igual comprimento, denominados elementos de viga. A solução em diferenças finitas está demonstrada na seção 2.3.1.3.

Para calcular o momento e a força cisalhante em cada elemento, é necessária a rigidez flexional $E_p I_p$. No entanto, a rigidez flexional varia de acordo com o estado de deformação em cada elemento, assim inclui um efeito não linear sobre a estaca. LPILE tem a capacidade de levar em conta o comportamento não linear de cada elemento usando uma relação momento-curvatura específica.

Na solução da equação diferencial (Equação 2.17), LPILE usa os seguintes passos para encontrar a solução para uma carga lateral prescrita ou deslocamento lateral prescrita:

1. Uma série de curvas p-y pode ser internamente gerada ao longo do comprimento da estaca para o perfil de solo selecionado;

2. Uma relação linear é estabelecida entre a resistência do solo, p , e a deflexão, y , com a inclinação da linha que representa o módulo de reação horizontal do solo em um dado valor de y ;
3. Os valores dos módulos de reação horizontal do solo são estabelecidos a partir de cada uma das curvas p - y , que é gerada ao longo do comprimento da estaca;
4. A fim de completar o cálculo, LPILE usa os valores do módulo de reação horizontal obtidos das curvas p - y no cálculo da deflexão e compara com o valor y da curva p - y . O cálculo é feito iterativamente até que a diferença entre a deflexão calculada e o valor y da curva p - y seja menor que a tolerância especificada;
5. Uma vez que a deflexão tenha sido calculada, a derivada da equação da deflexão pode ser utilizada para calcular a rotação, o momento fletor, a força cisalhante e a reação do solo, conforme está representada nas Equações (2.73) a (2.76).

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{m-1} + y_{m+1}}{2h} \quad (2.73)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{R_m(y_{m-1} - 2y_m + y_{m+1})}{h^2} \quad (2.74)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{R_m(y_{m-2} - 2y_{m-1} + 2y_{m+1} - y_{m+2})}{2h^3} \quad (2.75)$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{y_{m-2} - 4y_{m-1} + 6y_m - 4y_{m+1} + y_{m+2}}{h^4} \quad (2.76)$$

Onde $R_m = (E_p I_p)_m$ rigidez à flexão da estaca no ponto m .

2.6.2 Características do *software* comercial LPILE Plus V.5

Para análise típica de uma estaca sujeita a carregamento lateral, o programa LPILE requer as seguintes entradas de dados: seleção do tipo de análise, identificação das propriedades da estaca, seleção do tipo de carregamento, seleção das condições de contorno e seleção do solo circundante à estaca.

Adicionalmente, uma breve lista de características relevantes do LPILE para a análise lateral das estacas usadas nesta pesquisa é apresentada abaixo:

- O usuário pode definir a resposta do momento-curvatura para seção da estaca, permitindo, assim, maior acurácia na representação do efeito da fissuração do concreto sobre a resposta da estaca. Esta análise foi possível, nesta dissertação, através da execução do programa desenvolvido na planilha Microsoft Office Excel 2007, em que $E_P(I_E)_P$ foi definido em função do momento atuante aplicado ao digrama momento-curvatura bilinear definido na Figura 2.25;
- Cinco conjuntos de condições de contorno estão disponíveis para modelar a cabeça da estaca:
 1. Estaca não restringida contra rotação. Este tipo é dividido em duas subcategorias (a) “haste” – estaca que se estende acima da superfície do terreno e (b) cabeça livre – estaca na superfície do terreno;
 2. Carga vertical aplicada excentricamente à estaca na superfície do terreno (condições de contorno de topo de carregamento de momento fletor);
 3. Cabeça da estaca estende-se para a superestrutura sendo parcialmente restringida contra rotação (condições de contorno de topo parcialmente restringidas);
 4. Cabeça da estaca restringida contra rotação, ou seja, rotação nula (condições de contorno de topo cabeça fixa).

Dependendo das condições de contorno, o carregamento do topo da estaca pode consistir de uma carga lateral, um momento fletor, deslocamento lateral prescrito, ou uma rotação prescrita. A Tabela 2.2 resume as condições de contorno e o carregamento. Ao selecionar a condição de contorno, dez diferentes etapas de deslocamento incrementais podem ser aplicados na cabeça da estaca para uma única etapa numérica, permitindo a observação do comportamento da estaca para uma faixa de deslocamento e para um determinado conjunto de condições de contorno, ou seja, permite a simulação de uma prova de carga horizontal.

Tabela 2. 2 - Condições de contorno e o carregamento no topo da estaca (Modelo adaptado de Mokwa, 1999)

Condições de contorno	Cisalhante V	Momento M	Rotação Θ	Deslocamento Y
1(a). Cabeça livre – “haste”	Conhecido (>0)	Conhecido (>0 na superfície)	Desconhecida (>0)	Desconhecido (>0)
1(b). Cabeça livre – na superfície	Conhecido (>0)	Conhecido ($=0$)	Desconhecida (>0)	Desconhecido (>0)
2. Carregamento momento	Conhecido ($=0$)	Conhecido (>0)	Desconhecida (>0)	Desconhecido (>0)
3. Parcialmente restringida	Conhecido (>0)	Conhecido (M/θ)	Conhecida (M/θ)	Desconhecido (>0)
4. Cabeça fixa (rotação restringida)	Conhecido (>0)	Desconhecido (<0)	Conhecida ($=0$)	Desconhecido (>0)

- Fornecendo os parâmetros básicos de resistência do solo, as curvas p-y podem ser internamente geradas pelo programa LPILE para 11 diferentes tipos de solos: argila mole (Matlock, 1970), argila rija com água livre (Reese, 1975), argila rija sem água livre (Reese, 1975), areia (como recomendado por Reese et al., 1974), calcário (rocha dura), silte (com coesão e ângulo de atrito interno), API areia (recomendado pela API, 1997), rocha fraca (Reese, 1997), areia com efeito de liquefação (como recomendado por Rollins, 2003), e argila rija sem água livre com módulo de reação horizontal k inicial especificada.
- O usuário pode especificar fatores que modificam a curva p-y para representar as condições do solo que não foram incluídos nos 11 tipos de solo pré-definidos no item anterior. Também é oferecida a opção de inserir curvas p-y calculadas externamente. Nesta pesquisa, foi desenvolvida externamente a curva p-y para solo com característica coesiva friccional utilizando-se a teoria proposta por Mokwa (1999).

2.6.3 Características estruturais

1. O programa executa a interpolação linear de rigidez à flexão para estacas com seções transversais diferentes;
2. O usuário pode opcionalmente solicitar ao programa para gerar e levar em conta os valores não lineares de rigidez à flexão ($E_p I_p$). Estes valores são gerados internamente pelo programa com base nos seguintes dados:
 - Comportamento do concreto não fissurado;
 - Dimensões da estaca especificadas pelo usuário, e

- Propriedade não linear do material (Concreto e aço).
3. Com base nas propriedades da estaca, o programa pode gerar gráficos de:
- Rigidez flexional ($E_p I_p$) *versus* Momento fletor (M);
 - Momento fletor (M) *versus* curvatura;
 - Diagrama de Interação.

2.7 COMPORTAMENTO DE GRUPO DE ESTACAS

Reese e Van Impe (2001) citam que o comportamento do grupo de estacas pode ser influenciado por duas formas de interação: 1°. Interação entre as estacas pouco espaçadas, que envolve a eficiência; e 2°. Interação pela distribuição do carregamento para cada estaca transmitida pelo bloco de coroamento. No primeiro caso, as forças relevantes são transmitidas através do solo, enquanto, no segundo caso, as forças são transmitidas pela superestrutura (bloco de coroamento).

Os blocos de coroamento das estacas são elementos maciços de concreto armado que solidarizam as cabeças de uma ou de um grupo de estacas, distribuindo para ela as cargas dos pilares. Isso faz com que o sistema apresente grande rigidez. O bloco interfere no mecanismo de transmissão da carga transferida para as estacas e esta interferência depende de alguns fatores como, por exemplo, espessura do bloco, comprimento das estacas, espaçamento entre elas, etc. (Bezerra, 2003).

A avaliação da resposta de um grupo de estacas verticais, pouco espaçadas sob carregamento horizontal, é muito diferente de uma estaca isolada e não se reduz à multiplicação da resistência lateral que uma estaca isolada apresenta pelo número de estacas que compõem o grupo. A causa da diferença é atribuída ao efeito de interação entre as estacas que faz com que as estacas inseridas num grupo sofram deslocamentos notoriamente maiores para uma dada carga lateral por estaca que uma estaca isolada solicitada pela mesma carga.

O momento fletor máximo nas estacas do grupo também será maior do que em uma estaca isolada, porque o efeito de interação diminui a resistência do solo envolvente permitindo uma deflexão maior do grupo para a mesma carga por estaca.

O fator de eficiência do grupo (G_e) é a fórmula padrão mais amplamente reconhecida para quantificar os efeitos de interação do grupo de estacas, dada pela expressão (2.77):

$$G_e = \frac{(Q_U)_g}{n(Q_U)_s} \quad (2.77)$$

Onde:

$(Q_U)_g$ é a resistência lateral do grupo de estacas [F];

$(Q_U)_s$ é a resistência lateral de uma estaca isolada [F];

n é o número de estacas no grupo.

Correntemente $G_e < 1$ por causa do efeito de grupo, também chamado efeito de sombra ou interação estaca-solo-estaca.

Com efeito, à medida que um grupo de estacas com pequeno espaçamento se desloca lateralmente devido à ação de uma carga horizontal no seu topo, as zonas de rotura do solo associadas a cada uma das estacas do grupo tendem a sobrepor-se (Figura 2.26). Isto leva as estacas da fila de trás de um grupo a apresentarem curvas carga-deslocamento mais suaves que as estacas da fila da frente do mesmo grupo (Rollins et al., 2006).

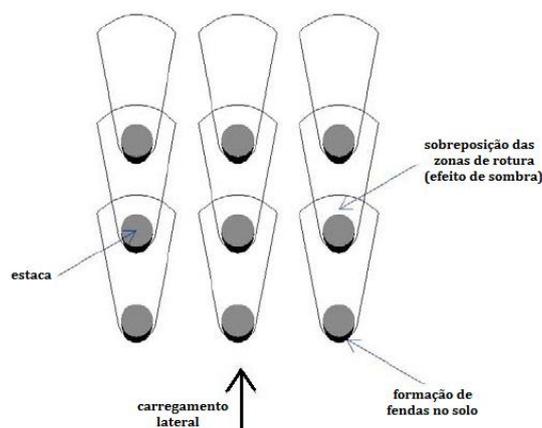


Figura 2. 26 – Efeito de grupo (Meneses, 2007).

Cabe destacar que a contribuição da resistência lateral do bloco de coroamento em contato com o solo não foi considerada na revisão bibliográfica porque não se insere no escopo da presente pesquisa.

2.7.1 Fatores que afetam a eficiência do grupo de estacas

A análise do comportamento de grupo de estacas pode ser dividida em estacas largamente espaçadas e estacas pouco espaçadas no grupo. Ensaio em modelo reduzido e um limitado número de ensaio de grupo de estacas em verdadeira grandeza indicam que estacas largamente espaçadas não são influenciadas pelo efeito de grupo (Mokwa, 1999).

Há uma concordância na literatura sobre a ideia de que o efeito de grupo é menor quando o espaçamento entre o centro das estacas excede seis vezes o diâmetro da estaca ($6D$) na direção paralela ao carregamento e quando a distância excede $3D$ medido na direção perpendicular à carga. Segundo Mokwa (1999), estas aproximações têm sido validadas, através de ensaio experimental executado por Prakash (1967), Franke (1988), Lieng (1989), Rao et al. (1996) e Rollins (2005). Cabe destacar que todos estes ensaios foram executados em solos de clima temperados, portanto, para que se admitam as conclusões acima relacionadas para o solo do Distrito Federal necessita-se de comprovação com ensaios em solos tropicais.

Mokwa, (1999) analisou quatorze estudos experimentais que avaliavam a eficiência do grupo de estacas sujeito a carregamento lateral e determinou os fatores mais significativos que afetam a eficiência global do grupo de estacas. A maioria desses fatores está inter-relacionada, e os fatores que têm maior importância são identificados primeiro. Em ordem de importância, eles são:

1. Espaçamento entre as estacas;
2. Arranjo do grupo;
3. Tamanho do grupo;
4. Condição de engastamento de Topo (Topo fixo);
5. Tipo de solo e densidade;
6. Deslocamento do grupo de estacas.

1) Espaçamento entre as estacas

Espaçamento entre os centros de estacas é o principal fator que influencia a eficiência do grupo de estaca. Cox et. al. (1984) mediram a eficiência do grupo em 0,59 com espaçamento 1.5D e 0,95 com espaçamento 6D para um arranjo de 3 estacas em linha em argila muito mole. Para o mesmo arranjo de estacas em areia de média densidade, Sarsby (1985) relatou quase os mesmos valores de eficiência do grupo, que variam de 0,66 para o espaçamento 2D e 0,82 com espaçamento 8D (Mokwa, 1999).

Mokwa (1999) resumiu, em um gráfico do espaçamento *versus* eficiência, o resultado de ensaio de grupo de estacas em diferentes arranjos de estacas e diferentes tipos de solos. O gráfico mostra uma significativa tendência de aumento da eficiência com aumento do espaçamento entre as estacas. No entanto, há uma grande dispersão dos dados, indicando que outros fatores também influenciam o valor do fator da eficiência. Para uma estimativa mais precisa do valor da eficiência do grupo, é necessário considerar outros fatores, além do espaçamento.

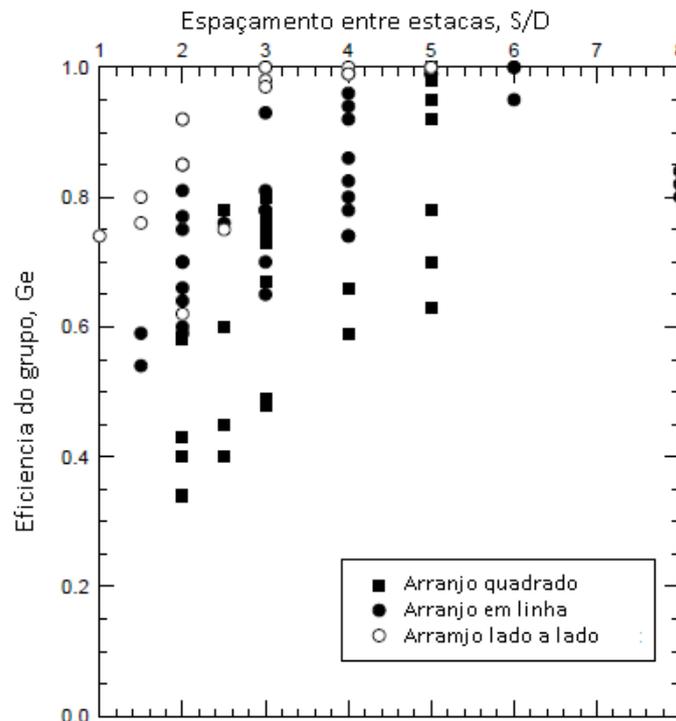


Figura 2. 27 – Eficiência de grupo *versus* espaçamento da estaca para arranjos de estacas em quadrado, em linha e lado a lado (Mokwa, 1999).

2) Arranjo do grupo de estacas

Depois do espaçamento entre as estacas, o mais significativo fator parece ser o arranjo geométrico das estacas dentro do grupo. Pode-se verificar, na Figura 2.27 que, no arranjo de três estacas lado a lado, o valor de G_e é maior do que para três estacas em linha para o mesmo espaçamento, pois o efeito de interação, também conhecido como efeito de sombra, é maior para as estacas em linha, o que reduz o valor de G_e para esse arranjo.

3) Tamanho do grupo de estacas

Quanto ao tamanho do grupo, apesar da grande dispersão dos resultados mostrados na Figura 2.28, é possível inferir que o aumento da quantidade de estacas no grupo aumenta o efeito de interação, ou seja, o aumento da quantidade de estacas no grupo para um mesmo espaçamento entre as estacas leva a uma redução no fator de eficiência.

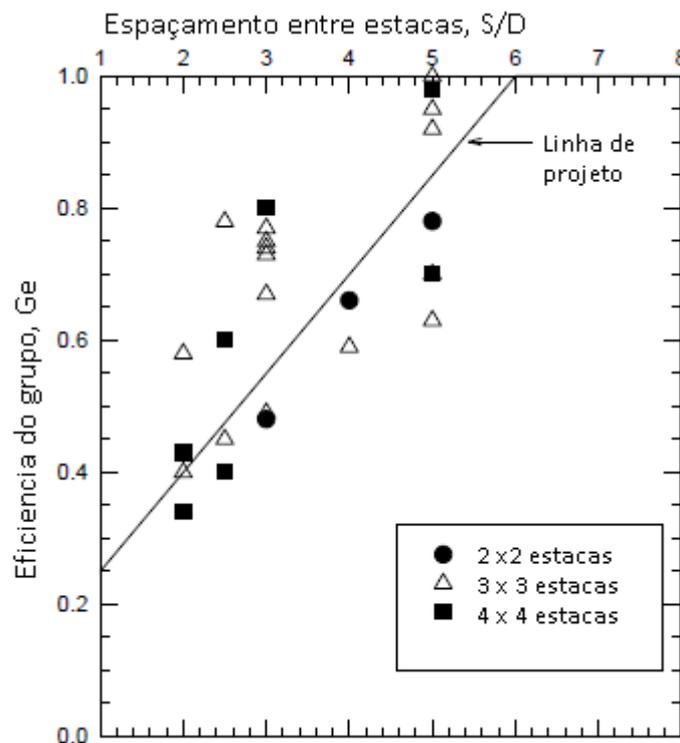


Figura 2. 28 – Influência do tamanho do grupo sobre a eficiência em grupo de estacas em arranjo quadrado (Mokwa, 1999).

4) Condição de engastamento de Topo (Topo fixo)

Conclusões significativas sobre o impacto das condições de engastamento do topo da estaca na eficiência de grupo não são possíveis por causa de inconsistências em relação à

classificação das condições de contorno e do pequeno número de testes de topo fixo (Mokwa, 1999).

Determinar o real grau de fixação da cabeça da estaca em teste de carregamento horizontal é provavelmente questão mais importante do que determinar o efeito que a fixação da cabeça tem sobre o valor da G_e , pois, para determinar G_e por comparação direta, a condição de contorno para as estacas no grupo deve ser a mesma que a condição de topo de uma estaca isolada. Se este não for o caso, G_e pode ser avaliada de forma imprecisa.

Estaca de topo livre não é uma condição difícil de alcançar, no entanto, é muito difícil de alcançar condições de topo completamente fixas para grupos de estacas e, ainda muito mais difíceis, para estacas individuais.

5) Tipo de solo

Vários pesquisadores analisaram a influência do solo sobre o fator de eficiência, G_e . Entre eles, podem ser citados: Mc Vary et al. (1995), Brown e Reese (1988), Rollins, (2005). Em geral, concluíram que o tipo e a densidade do solo não afetam significativamente eficiência do grupo de estacas (Mokwa, 1999).

6) Deslocamento do grupo de estaca

Mandolini (2005) analisou eficiência G_e e concluiu que sempre é menor do que uma unidade e que diminui com o aumento do deslocamento, conforme mostra a Figura 2.29. Comparando-se esse resultado com a situação de um grupo de estacas carregadas verticalmente, verifica-se que ocorre o oposto, isto é, a eficiência aumenta com o aumento do deslocamento. Este comportamento está em conformidade com o conceito largamente aceito de que a interação entre as estacas de um grupo sob carregamento vertical é essencialmente um fenômeno linear. Nesse, a interação entre as estacas é totalmente desenvolvida com pequeno nível de deslocamento, em que a não linearidade de uma estaca isolada é concentrada na interface estaca-solo e não é amplificada pelo efeito de grupo. Já num grupo de estacas carregada lateralmente, a eficiência diminui com o aumento do deslocamento, o que revela uma crescente interatividade entre as estacas do grupo. Portanto, o mecanismo de interação entre um grupo de estacas carregadas verticalmente e horizontalmente é, sem dúvida, diferente.

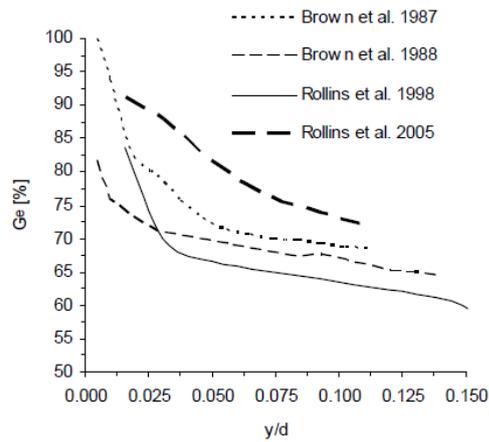


Figura 2. 29 – Eficiência de grupo *versus* deslocamento lateral em ensaio de campo de pequenos grupos de estacas sob carregamento lateral (Mandolini, 2005).

Mokwa (1999) avaliou a influência do deslocamento sobre a eficiência (G_e), usando o resultado de 6 estudos experimentais. Como mostra na Figura 2.30, primeiro, observa-se que G_e diminui com aumento do deslocamento, e torna-se aproximadamente constante quando a deflexão excede $0,05D$. A Figura 2.30 mostra que a variação de G_e é relativamente pequena para deflexão maior do que $0.05D$, portanto dentro da faixa típica de dispersão dos dados experimentais e, de acordo com Mokwa (1999), é insignificante a consideração em projetos.

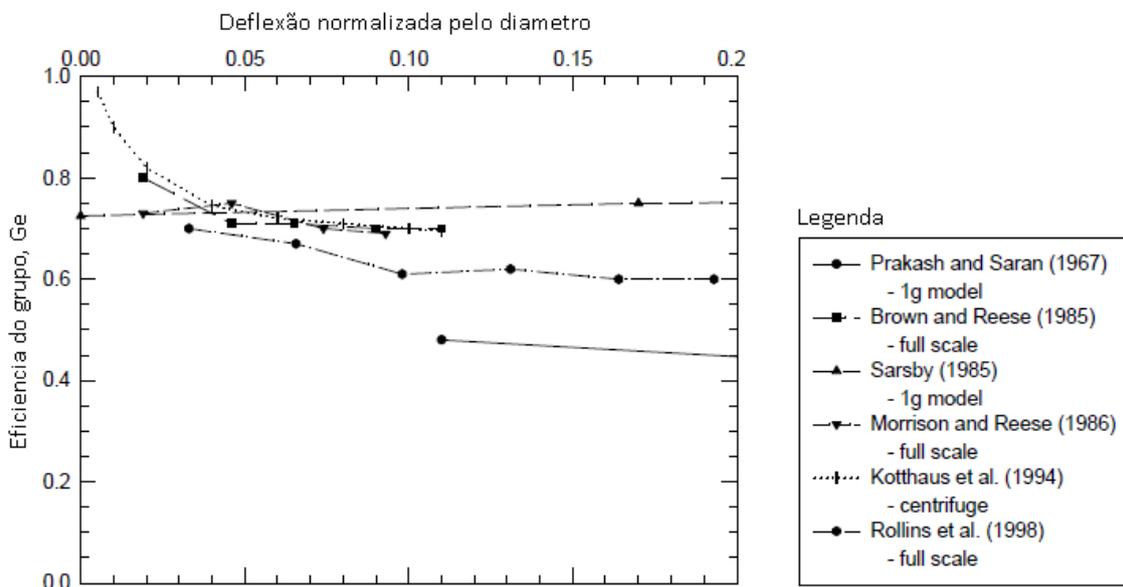


Figura 2. 30 – Eficiência de grupo *versus* deslocamento normalizado (Mokwa, 1999).

2.7.2 Mecanismo de ruptura de um grupo de estacas

Segundo Basile, (1999), a análise e projeto de um grupo de estacas implica considerar três categorias de parâmetros, ou seja, as propriedades dos materiais, as características geométricas e as condições de carregamento. Segundo o autor:

1. As propriedades dos materiais englobam as características do solo, o que pode incluir a consideração de fatores como a não linearidade, a heterogeneidade e a anisotropia do solo como também a rigidez dos membros estruturais, isto é, as estacas e o bloco de coroamento de estacas;
2. Características geométricas incluem a especificação da configuração do grupo de estacas, a geometria do bloco de coroamento e das estacas individuais, ou seja, comprimento, diâmetro e ângulo de inclinação das estacas;
3. Condições de carregamento podem incluir qualquer combinação de cargas verticais, cargas horizontais e momentos. Nesta dissertação, a atenção foi concentrada em problemas que envolvem carga estática horizontal.

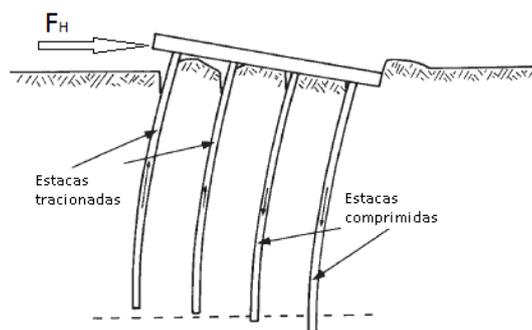


Figura 2. 31 – Modelo de ruptura de grupo de estacas (adaptado de Fleming et. al., 1992).

Um grupo de estacas solicitado por carga lateral será submetido à translação lateral bem como à rotação e, portanto, as estacas na borda do grupo serão carregadas em compressão e tração. Como consequência, a resposta lateral do grupo dependerá tanto da capacidade axial como da capacidade lateral das estacas.

2.7.3 Comportamento carga-deflexão do grupo de estacas carregado lateralmente.

Vários procedimentos têm sido desenvolvidos para analisar o comportamento carga-deflexão de um grupo de estacas. Esses procedimentos foram genericamente agrupados por Poulos (2001) nas seguintes categorias:

-Abordagem usando fator de interação: foi introduzido por Poulos (1971b) e envolve uma adicional deflexão lateral causada por uma estaca adjacente. O autor considera o solo um meio contínuo elástico e faz uso das equações clássicas de Mindlin para calcular os fatores de interação. Randolph (1981) desenvolveu um método extremamente útil para obter os fatores de interação de forma analítica.

-Método da razão da deflexão do grupo: este método tem sido usado por Poulos (1987), que usa a teoria elástica para derivar os fatores de grupo, os quais são aplicados na resposta de uma estaca isolada para levar em conta o efeito de grupo. Este método é análogo ao método razão de recalque usado para estimar o recalque de um grupo de estaca.

-Método do fator de redução: este método reduz o módulo de reação horizontal do solo para levar em conta o efeito de interação do grupo de estacas. Posteriormente foi proposto por Brown et al. (1988), o método de multiplicadores p-y, que pode ser considerado uma evolução do método proposto por Davisson. No conceito de p-y multiplicadores, f_m , um multiplicador do valor p é capaz de “esticar” a curva p-y de uma estaca isolada para levar em conta o efeito de interação entre as estacas de um grupo.

-Método híbrido: combina o método p-y para uma estaca isolada com análise elástica em meio contínuo para estimar o efeito de interação (Foch and Koch, 1973; O'Neill et al. 1977).

-Método da estaca equivalente: nesta abordagem, o grupo de estaca é representado por uma única estaca equivalente (Bogard e Matlock, 1983; Poulos, 1975a; Mokwa, 1999).

-Métodos numéricos: analisa o grupo de estacas pelo método dos elementos finitos, método do elemento de contorno, utilizando o modelo tridimensional, que é o que melhor se aplica, pois a interação estaca-solo-estaca é um fenômeno tridimensional que age em um meio contínuo.

2.7.3.1 Abordagem usando fator de interação

Fleming et. al.(1992) afirmam que, em termos práticos, um dos mais úteis conceitos que emerge dos trabalhos analíticos é o uso dos fatores de interação. Um fator de interação, α , é definido como a fração de aumento na deformação (a deflexão ou a rotação na cabeça da estaca) devido à presença de uma estaca vizinha com similar carregamento. Portanto, se a rigidez de uma estaca isolada sob uma dada forma de carregamento é K_t , então a carga, P , provocará a deformação δ , dado por.

$$\delta = P / K_t \quad (2.78)$$

Se duas estacas idênticas estão cada qual sujeita à carga, P , então cada estaca vai deformar por uma quantidade, δ , dada por

$$\delta = (1 + \alpha)P / k_t \quad (2.79)$$

O valor de α depende do tipo de carregamento, do espaçamento entre as estacas, da rigidez da estaca e das propriedades do solo (Fleming et. al. 1992).

O uso dos fatores de interação pode ser considerado como equivalente à sobreposição de campos de deformações separados de cada estaca do grupo que contribui para a estaca analisada.

O fator de interação deve também levar em conta a maneira como a presença da segunda estaca modificará o campo de deformação imposto pela primeira estaca, ou seja, o efeito de instalação deve ser considerado.

Poulos (1971b) foi o primeiro a propor o método dos fatores de interação para analisar o grupo de estacas sob carga horizontal, usando a teoria da elasticidade para obter o fator de interação α_{ij} entre uma estaca carregada i e outra estaca j . Modelando o solo como um meio elástico e contínuo e aplicando a teoria das diferenças finitas, Poulos e Davies (1980) propuseram uma vasta gama de gráficos de fatores de interação que, por meio da fórmula (2.80), permite uma solução analítica aplicando-se o conceito de fatores de interação.

$$\rho_K = \overline{\rho_H} \left[\sum_{J=1, J \neq K}^n (H_j \cdot \alpha_{\rho_{HKJ}}) + H_K \right] \quad (2.80)$$

Onde:

ρ_k = deslocamento de uma estaca k do grupo;

ρ_H = deslocamento unitário de referência, isto é, o deslocamento de uma estaca isolada de topo livre sujeita a uma carga horizontal unitária;

H_j = carga na estaca j;

$\alpha_{\rho_{HKJ}}$ = valor de $\alpha_{\rho H}$ para duas estacas, correspondente ao espaço entre as estacas k e j

e o ângulo β entre a direção da carga e a linha que une os centros das estacas k e j .

A carga total no grupo de estacas é H_G , dado por.

$$H_G = \sum_{j=1}^n H_j \quad (2.81)$$

No caso das estacas solidarizadas em único bloco de coroamento, os deslocamentos horizontais são considerados iguais, então as n equações de deslocamentos obtidas na Equação (2.80) e a Equação de equilíbrio (2.81) tornam possível a solução para a carga desconhecida para cada estaca e o deslocamento horizontal do grupo. A solução obtida para a distribuição de carga nas estacas é simétrica, o que contradiz os resultados de várias pesquisas experimentais, que serão discutidos nas seções posteriores.

Randolph (1981) mostrou que os fatores de interação para estacas com o topo fixo podem ser estimados pela expressão

$$\alpha_{uf} = 0,3 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{d}{s} (1 + \cos^2 \beta) \quad (2.82)$$

Onde G_c e ρ_c são parâmetros introduzidos pelo autor que definem respectivamente a rigidez e a uniformidade do solo no comprimento crítico das estacas, β é o ângulo de partida que a estaca faz com a direção da carga (Figura 2.32). Em grupos com espaçamento de estacas muito próximos, esta expressão tende a superestimar o fator de interação, por isso, quando o valor calculado de α_{uf} exceder a 0,33, sugere-se que o valor deve ser substituído por

$$\alpha_{uf} = 1 - \frac{2}{\sqrt{27\alpha_{uf}}} \quad (2.83)$$

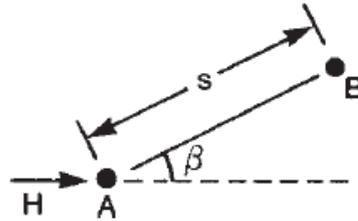


Figura 2. 32 - Direção do carregamento lateral (adaptado de Fleming e Rondolph, 1992).

O deslocamento da cabeça da estaca i de um grupo com n estacas é dado, segundo Poulos e Davis (1980), por:

$$y_i = \frac{1}{K_t} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} \cdot H_j \quad (2.84)$$

Onde:

α_{ij} é o coeficiente de influência entre a estaca i e a estaca j ;

H_j é a carga aplicada na estaca j ;

K_t a rigidez transversal da estaca é definida pela relação entre a carga horizontal e o deslocamento.

Estas expressões analíticas, embora somente aplicáveis às estacas flexíveis, quando comparadas com as soluções de Poulos e Davis (1980) (sob a forma de ábacos), apresentam a grande vantagem de poderem ser facilmente incorporadas em programas de cálculo automático.

2.7.3.2 Método da razão da deflexão do grupo

Este método usa a teoria elástica para derivar os fatores de grupo, e é aplicado na resposta de uma estaca isolada para levar em conta o efeito de grupo. Ele é análogo ao método razão de recalque usado para estimar o recalque de um grupo de estaca sujeito a carregamento vertical.

Uma abordagem simples foi sugerida por Poulos (2000a), na qual a deflexão lateral do grupo de estaca ρ_g é estimada pela seguinte expressão:

$$\rho_g = R_\rho \rho_s \quad (2.85)$$

Onde:

R_ρ = razão de deflexão do grupo = $(N_{pile})^{\omega_l}$;

ρ_s = deflexão de uma estaca isolada na mesma carga lateral;

N_{pile} = número de estacas no grupo;

ω_l = expoente que depende do comprimento crítico e do espaçamento entre as estacas.

2.7.3.3 Método do fator de redução:

Mandoline et al. (2005) comentam que muitas pesquisas experimentais têm sido realizadas na última década com objetivo de obter regras gerais que possibilitem às curvas p-y levar em conta o efeito de interação de grupo de estacas. Dentro deste contexto, o método do multiplicador-p, proposto por Brown et al. (1988), é a técnica mais comumente usada para projeto de grupo de estacas. Este método é baseado no fator de redução, que é usado para levar em conta o fato de que estacas pouco espaçadas num grupo têm menos resistência do solo circundante do que uma única estaca sob uma fração da carga total lateral. O valor do multiplicador-p (f_m) é dependente do espaçamento entre as estacas e da linha a que a estaca pertence.

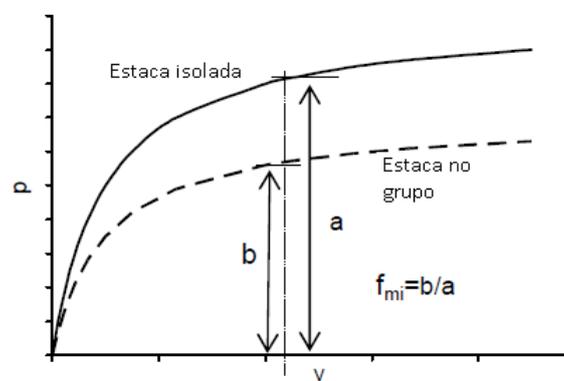


Figura 2. 33 – Multiplicador-p para levar em conta o efeito de grupo (adaptado de Mokwa, 1999).

Rollins et al. (2005) concluiu que o multiplicador-p (f_m), obtido a partir de retroanálise, aumenta com o aumento do espaçamento entre estacas de 3.3D a 5.65D. Como ilustrada na Figura 2.35, a extrapolação dos resultados mostrou que a eficiência do grupo pode ser ignorada para espaçamentos maiores que cerca de 6.5D para as estacas da frente e que sobe para 7.5D para estacas da linha de trás.

Tabela 2. 3 - Multiplicadores-p extraídos de ensaios em verdadeira grandeza de grupos de estacas em areia (Meneses, 2007).

Propriedades do solo (Referências)	Propriedades das estacas/Detalhes da cravação (Configuração)	Espaçamento (diâmetros)	Gama de deflexões [mm]	1ª linha (linha da frente)	2ª linha	3ª linha	4ª linha
Areia limpa a siltosa (SP, SP-SM) $D_r \approx 50\%$, $\Phi \approx 8^\circ$ (Rollins et al., 2005)	Estaca tubular de aço com diâmetro externo de 324mm cravada com a ponta aberta até uma profundidade de 11,3m (3x3)	3,29	15~40	0,8	0,4	0,4	-
Areia solta fina (SP) $D_r \approx 30\%$, $\Phi \approx 32^\circ$ (Ruesta e Townsend, 1997)	Estaca de betão pré-esforçado de secção quadrada com 760mm de lado cravada 15,25m num furo injectado de 6m (4x4)	3,0	25~75	0,8	0,7	0,3	0,3
Areia média limpa (SP) $D_r \approx 50\%$, $\Phi \approx 38^\circ$ (Brown et al., 1998)	Estaca tubular de aço com diâmetro externo de 272mm em terreno melhorado com solo-cimento (3x3)	3,0	25~40	0,8	0,4	0,3	-
Areia siltosa a silte (SM, ML) $D_r \approx 40\sim 60\%$, Φ desconhecido (Huang et al., 2001)	Estaca tubular de betão pré-fabricado com diâmetro externo de 800mm e diâmetro interno de 560mm cravada com a ponta obturada até uma profundidade de 33m (3x4)	3,0	20~130	0,89	0,61	0,61	0,66

Convém aqui explicar que se designam por linhas de um grupo de estacas os alinhamentos de estacas que se desenvolvem perpendicularmente à direção do carregamento, denominando-se de linha da frente à última linha, no sentido do carregamento, e por linha de trás a primeira linha, segundo o mesmo sentido (Figura 2.34).

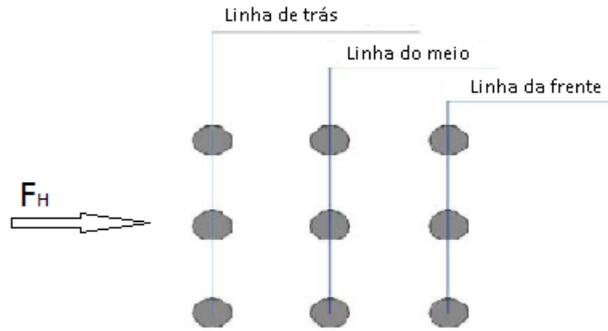


Figura 2. 34 – Número das linhas de estacas em relação à direção do carregamento (adaptado de Meneses, 2007).

O fator de eficiência do grupo é reconhecido como o parâmetro mais ampla e frequentemente usado para comparar a resposta de um grupo de estaca sob carregamento horizontal em relação ao desempenho de uma estaca isolada, definido pela Equação (2.72). Pode também ser escrito em função do multiplicador-p (f_m):

$$G_e = \frac{\sum_{i=1}^m f_{mi}}{m} \quad (2.86)$$

Onde:

f_{mi} = é o multiplicador-p da linha i ;

m = número de linhas no grupo de estaca.

2.7.3.4 Método híbrido:

Este método é chamado de híbrido porque combina o bem documentado método da curva p-y para uma estaca isolada com a abordagem elástica contínua de grupo de estaca de Poulos (1971b) para estimar o efeito de interação. As curvas p-y são usadas para modelar a componente de deflexão do solo que ocorre perto das estacas individuais, e os métodos contínuos elásticos são utilizados para aproximar os efeitos da interação estaca-solo-estaca através do acréscimo de tensão da estaca vizinha.

Focht e Koch (1973) estão entre os primeiros que desenvolveram o procedimento híbrido. Nesse, é usada a abordagem p-y para uma estaca isolada, mas a interação estaca-solo-estaca foi considerada usando-se uma modificação no método do fator de interação proposto por Poulos (1971b) pela introdução de um termo chamado de R:

$$\rho_K = \rho_F \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (H_j \alpha_{\rho Fkj} + RH_K) \quad (2.87)$$

Onde:

ρ_K = deflexão da estaca K;

ρ_F = deflexão de uma estaca isolada para uma carga unitária horizontal, calculada pela teoria da elasticidade;

H_j = carga lateral sobre a estaca j;

$\alpha_{\rho Fkj}$ = fator de interação entre a estaca j e k (em condições de topo fixo), as sugestões de Poulos (1971b);

R = relação de deflexão na superfície;

H_k = carga lateral sobre a estaca k;

n = número de estaca no grupo.

O fator R é a relação da deflexão na superfície de uma estaca isolada, calculada pela abordagem da curva p-y, em relação à deflexão calculada pelo método elástico de Poulos. Em ambos os métodos, a carga lateral atuando no topo da estaca H_j é a carga lateral total agindo no bloco dividido pelo número de estacas.

2.7.3.5 Método da estaca equivalente ao grupo (em inglês: Group Equivalent Pile Method - GEP)

Mokwa (1999) propôs o método da estaca equivalente ao grupo para analisar o comportamento de um grupo de estacas carregado lateralmente. Neste método, um grupo de estaca é modelado como uma estaca isolada equivalente, em que o momento de inércia é igual à soma dos momentos de inércia das estacas individuais e, quando multiplicado pelo módulo de Young do material da estaca, resulta na rigidez, ou seja, a rigidez da estaca isolada equivalente ao grupo é a soma da rigidez à flexão das estacas individuais que compõem o grupo.

A abordagem analítica para a definição das curvas p-y da estaca equivalente ao grupo é similar à abordagem da estaca isolada, exceto que o valor p das curvas p-y da estaca equivalente ao grupo é ajustado para levar em conta o número de estacas e a redução da eficiência, causada pela interação estaca-solo-estaca. Em outras palavras:

$$P_G = \sum_{i=1}^N p_i \cdot f_{mi} \quad (2.88)$$

Onde:

P_G = valor-p para a estaca equivalente ao grupo;

p_i = valor-p para uma estaca isolada;

f_{mi} = fator de redução empírico que multiplica o valor “p” para levar em conta o efeito de grupo, determinado da Figura 2.35;

N = número de estacas no grupo.

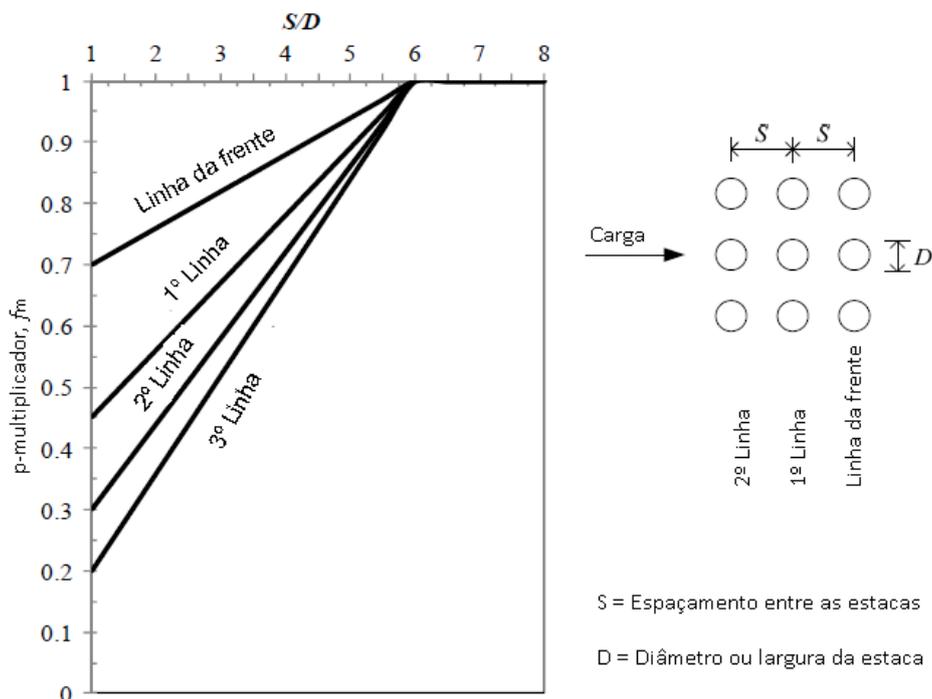


Figura 2. 35 - Determinação do multiplicador-p, (f_m), em um grupo de estacas (Mokwa et al. 1999)

O valor “p” para cada estaca do grupo é ajustado pela multiplicação do coeficiente f_m . O valor “ p_G ” do GEP é igual à soma dos valores “p” ajustado para cada estaca individual no grupo de estaca (Mokwa, 1999).

Mokwa (1999) afirma que o modelo GEP tem sido validado através do uso do *software* LPILE e por meio de experimentos em ensaio de campo de grupos de estacas.

O momento fletor e a força cortante de uma estaca do grupo podem ser calculados considerando-se as seguintes equações (Mokwa, 1999):

$$M_i = M_{gep} \left(\frac{EI_i f_{mi}}{\sum_{i=1}^N (EI_i f_{mi})} \right) (f_{me}) \quad (2.89)$$

$$V_i = V_{gep} \left(\frac{EI_i f_{mi}}{\sum_{i=1}^N (EI_i f_{mi})} \right) (f_{mc}) \quad (2.90)$$

Onde M_i e V_i são o momento fletor e a força cortante respectivamente. Na estaca i , M_{gep} e V_{gep} são o total de momento fletor e força cortante, respectivamente, para o GEP, N é o número de estacas, f_m é o multiplicador-p da linha contendo a estaca de interesse, EI_i é a rigidez à flexão da estaca i , e f_{mc} é um multiplicador da estaca do canto, o qual é assumido como 1,0 para uma estaca espaçada de 3D lateralmente, 1,2 para 2D e 1,6 para 1D.

A interação entre as estacas é um fenômeno tridimensional, no entanto o método GEP propõe uma solução unidimensional utilizando-se de curvas p-y para o grupo de estacas, obtido a partir das curvas p-y da estaca isolada. Esta abordagem é vista com desconfiança por alguns autores por não ser considerada um método racional. Entretanto, segundo Mandolini (2005), na última década, muitos esforços têm sido feitos para se utilizarem as curvas p-y na análise de grupos de estacas, devido à simplicidade deste método.

2.7.3.6 Métodos numéricos:

O método numérico mais usado na análise de grupo de estacas é o método dos elementos finitos que modela o solo como um contínuo e permite a análise tridimensional. Portanto, é ideal para analisar o efeito de grupo por se tratar de um fenômeno de amplitude tridimensional.

Frequentemente são usados elementos de interface para modelar a interface solo-estaca. Estes elementos fornecem comportamento friccional quando existe contato entre a estaca e o solo, e esses elementos não permite a transmissão de força ao longo da interface, quando a estaca é separada do solo (Brown e Shie, 1991 *apud* Mokwa, 1999).

Considerando que ensaios em modelo reduzido têm a dificuldade da representatividade da rigidez e que ensaios em verdadeira grandeza têm elevado custo, a simulação numérica tem a

vantagem de proporcionar estudos paramétricos do comportamento do grupo de estacas sujeitas a cargas laterais e de eliminar o custo com ensaios de campo adicionais. A abordagem básica para os estudos paramétricos é desenvolver para solo e estaca parâmetros calibrados com base nos resultados dos testes de campo. Em seguida, estes parâmetros calibrados podem ser variados sistematicamente para determinar o efeito sobre a resposta do grupo de estacas tais como curvas de carga versus deflexão, momento fletor máximo, etc.

2.8 CÁLCULO DE ESTAQUEAMENTO

Em um contexto de desenvolvimento de projeto, grupos de estacas são submetidos a carregamento generalizado que envolve força vertical, transversal e momentos. Neste sentido, a análise da carga-deslocamento horizontal do grupo é parte de uma análise global que envolve a distribuição de esforços entre as estacas de um grupo solidarizado por um bloco de coroamento de concreto geralmente chamado de cálculo de estaqueamento.

Cunha (1996) classifica os métodos gerais de análise de grupos de estacas em:

- Métodos de Análise Estática: Sistema estrutural, sem solo;
- Métodos de Análise Equivalente (“Bent analyses”): Sistema estrutural, com alguma consideração do efeito do solo;
- Métodos Elásticos: Espaço semi-infinito e elástico, com interação entre estacas;
- Método Híbrido: Métodos de transferência de carga para estacas (“t-z”) e espaço semi-infinito e elástico para o solo;
- Métodos Numéricos: Elementos de contorno, elementos finitos e outros.

Um dos primeiros trabalhos publicados sobre estaqueamento foi o de Nokkenteved (1924), que se baseou na hipótese do bloco rígido, tendo desprezado a influência do solo e admitido o comportamento elástico das estacas.

Outro trabalho relevante é o de Schiel (1957, 1960, 1970) que, partindo das hipóteses básicas de Nokkenteved, sistematizou o método de cálculo através do processo matricial, sendo a deformação do bloco de coroamento desprezada diante das deformações das estacas calculadas como bi-rotuladas, supondo-se o comportamento elástico do estaqueamento.

No caso de só existirem estacas verticais, os esforços horizontais provenientes da estrutura serão absorvidos por flexão das estacas, portanto há necessidade de que o método adotado no cálculo de estaqueamento considere a contenção lateral do solo na absorção dos esforços horizontais. Deste modo, destaca-se o método de Poulos e Davis (1980), que consideram o solo como contínuo e elástico. Mas também existe método que não considera o solo como contínuo como, por exemplo, os trabalhos desenvolvidos por Matlock & Reese (1960, 1961) e Reese et. al. (1970) que apresentaram um método que acopla análise de estaqueamento do grupo de estacas com a análise de carregamento lateral de estaca utilizando o método das diferenças finitas.

Nos métodos gerais de análise de grupos de estacas, o sistema estrutural que representa o bloco de coroamento de estacas, ilustrado na Figura 2.36, mostra que a carga axial, a carga lateral e o momento fletor na cabeça de cada estaca deve colocar o bloco de estacas em equilíbrio estático. Também a carga individual no topo de cada estaca deve ser consistente com o movimento da cabeça de cada estaca.

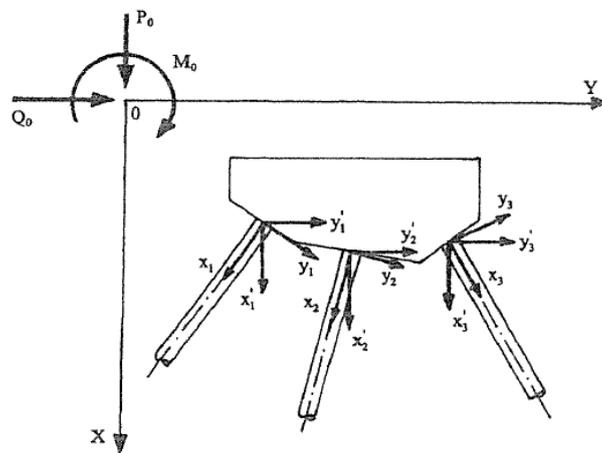


Figura 2. 36 - Sistema de coordenadas para análise de grupo de estacas (adaptado de Reese Van Impe, 2001)

O movimento da cabeça da estaca depende do tipo de conexão da estaca com o bloco de coroamento. Reese e Van Impe (2001) enumeram três casos concebíveis de conexão do topo da estaca com o bloco de coroamento: A Figura 2.37(a) mostra conexão presa, que fornece restrição contra translação, mas não contra o movimento rotacional; a Figura 2.37(b) mostra estaca com a cabeça fixa, que fornece restrição contra todos os movimentos; a Figura 2.37(c) mostra estaca com a cabeça elasticamente restringida, representada por uma mola de rotação,

que fornece restrição contra translação e inclui uma rigidez rotacional restringindo parcialmente a rotação.

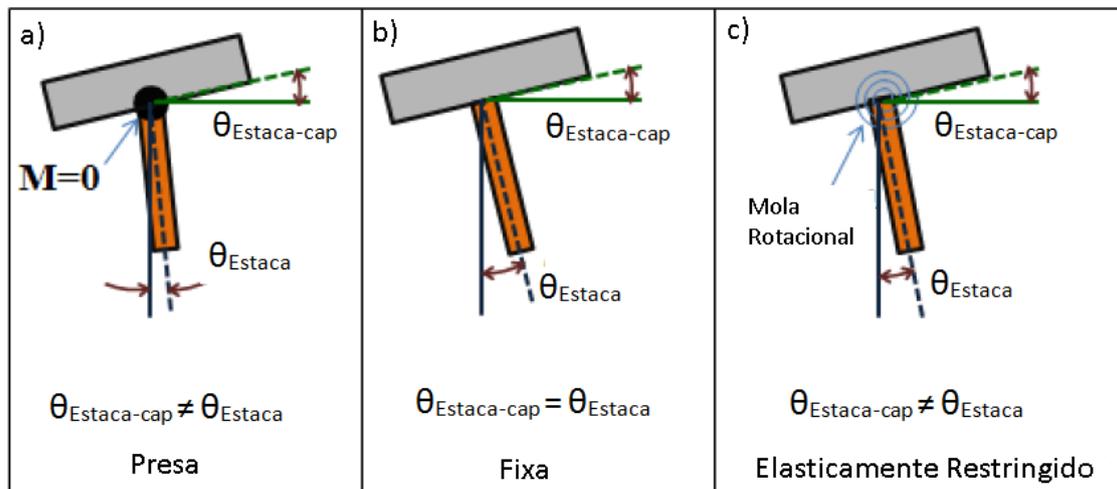


Figura 2. 37 - Avaliação das condições de topo (Adaptado do manual do usuário do software GROUP, 2013).

2.8.1 Software para análise de grupo de estacas solicitadas lateralmente

A complexidade e a magnitude dos problemas do grupo de estacas exigiram o uso de programas de computador com base nos métodos descritos nas seções anteriores. Atualmente existem vários programas de computador disponíveis que se propõem a analisar o grupo de estacas sob condições gerais de carregamento (isto é, cargas verticais, cargas horizontais e momentos) e que podem obter as estimativas relativas às deformações e distribuição de carga entre as estacas. Tais programas levaram a uma melhor compreensão dos fatores que afetam o desempenho de um grupo de estacas por meio de estudos paramétricos.

Os programas de computador para análise de grupo de estacas variam no tipo de abordagem usado e na sofisticação do tratamento de diferentes aspectos do comportamento de grupo de estacas. Os programas mais conhecidos são PGROUP (Banerjee & Driscoll, 1976), DEFPIG (Poulos, 1980a), PIGLET (Randolph, 1987), GROUP (Reese e Wang, 1993).

2.9 SOLOS TROPICAIS

Abreu (2013) define solos tropicais como aqueles que ocorrem entre os trópicos, ou seja, entre os paralelos 30° N e 30° S de latitude, e cujas propriedades de engenharia diferem em muitos aspectos daquelas características dos solos de regiões de clima temperado. Em um perfil de solo tropical, normalmente são distinguidos dois tipos de solos:

O solo laterítico é um solo residual ou não, intemperizado em condições tropicais e rico em minerais de argila e sesquióxidos. Este solo compõe a camada superficial chamada de horizonte laterítico. São solos profundamente intemperizados.

O solo saprolítico corresponde à camada mais profunda do perfil de solo tropical, na qual o solo mantém a estrutura reliquiar da rocha mãe (Camapum, 2010 *apud* Abreu, 2013).

Os solos tropicais constituem o manto de alteração, normalmente espesso e de cor vermelha ou amarela que recobre o substrato rochoso nos países tropicais. O solo de origem residual (solos saprolíticos e lateríticos) são produtos de alterações sofridas pelas rochas ao longo do tempo por meio do intemperismo, alteração física e química da rocha. Os processos de intemperismo físico criam micro e macro fissuras nas rochas, originando cavidades que vão facilitar a infiltração de soluções aquosas. Inicia-se, assim, o intemperismo químico através de uma série de reações químicas (hidrólise, hidratação, dissolução, carbonatação, oxidação e redução) cuja predominância varia em função das condições ambientais e da composição mineralógica das rochas (Salomão et. al., 1998).

Dessa forma, os minerais se alteram, originando detritos que vão se acumulando em camadas, desde que as condições de relevo permitam. Os minerais que compõem a camada detrítica, continuam liberando substâncias químicas, à medida que os processos de decomposição evoluem. Algumas dessas substâncias são transformadas em compostos químicos solúveis em água e são removidas do sistema com a continuidade da percolação de novas soluções aquosas; outras substâncias, cuja solubilidade depende do pH das soluções, podem permanecer no local, precipitando-se sob a forma de óxidos e/ou hidróxidos, ou combinando-se para formar os argilominerais (Salomão et. al., 1998).

A direção do fluxo da água é, no caso, predominantemente vertical e, conseqüentemente é a direção de lixiviação. Mota (2003) cita que, no Distrito Federal, a alternância de estações faz

com que ocorra intensa lixiviação dos finos do horizonte superficial, criando uma estrutura porosa e muito permeável, denominada pelos geotécnicos da região como “argila porosa”. Para Camapum et al. (1993) citado por Mascarenha (2003), a “argila porosa” é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções, dependendo do domínio geológico local.

2.9.1 Solos não saturados

No caso de solos tropicais não saturados torna-se necessário introduzir informações adicionais, estabelecendo relações com seu estado de saturação. Ao variar a umidade do solo para um determinado índice de vazios, altera-se o grau de saturação e, portanto a sucção, situação frequente em campo.

Do ponto de vista comportamental, o estado de tensões no interior de um maciço de solo não saturado pode ser representado por combinações das variáveis de tensão ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$, em que σ é a tensão total, u_a é a poro pressão de ar e u_w é a poro pressão de água. A primeira variável refere-se à tensão total líquida ($\sigma - u_a$), enquanto a segunda emprega um conceito que será comentado a seguir, o de sucção matricial ($u_a - u_w$).

A sucção do solo, quando quantificada em função da umidade relativa, é comumente chamada de sucção total. Ela tem dois componentes: sucção matricial e sucção osmótica. O primeiro componente é geralmente associado ao fenômeno da capilaridade, decorrente da tensão superficial da água, sendo definido como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água ($u_a - u_w$), ao passo que o componente osmótico relaciona-se à presença de íons e outros solutos na água intersticial (Fredlund e Rahardjo, 1993a, *apud* Anjos, 2006).

O comportamento mecânico dos solos é função de $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ tensão líquida e sucção mátrica, respectivamente. A sucção, por sua vez, é função da variação das pressões de ar e água no interior do maciço e é estritamente relacionada com o ambiente ao redor, sendo de interesse na análise de problemas de engenharia geotécnica. O perfil de poro pressão no campo (e conseqüentemente o da sucção mátrica) pode variar ao longo do tempo, conforme mostra a Figura 2.38 (Mota, 2003).

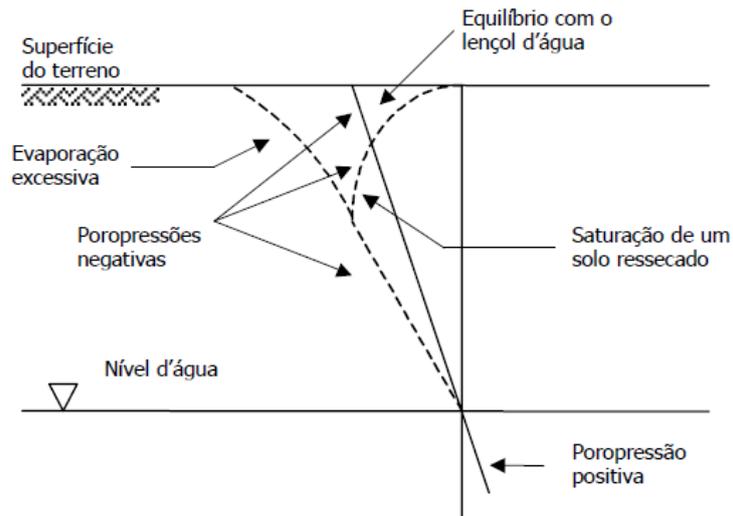


Figura 2. 38 – Perfil de poro-pressão (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Em geral, a variação de umidade é sazonal e depende dos fenômenos que ocorrem na interface solo-atmosfera, ou seja, infiltração e evaporação de água na forma de vapor. Estações de chuva e de seca causam variações no perfil da sucção, particularmente perto da superfície, na zona ativa. A sucção mátrica no solo aumenta durante as estações de seca e decresce no período chuvoso. Durante uma estação de seca, a taxa de evaporação é alta, e o resultado é uma perda de água no solo. A condição oposta pode ocorrer durante uma estação chuvosa (Fredlund & Rahardjo, 1993 *apud* Mota, 2003).

A representação gráfica entre o teor de umidade e a sucção é denominada curva de sucção, curva de retenção ou curva característica de um solo. A curva característica pode ser definida como a relação entre a água presente nos poros e a sucção. Este volume de água pode ser quantificado em termos de teor de umidade volumétrico, (θ), que é a relação entre o volume de água e o volume total; teor de umidade gravimétrico (w), que é a relação entre os pesos de água e de sólidos; ou em termos do grau de saturação.

O formato das curvas características depende do tipo de solo e da distribuição e tamanho dos poros. Solos arenosos tendem a apresentar perda brusca de umidade, e solos argilosos apresentam perdas mais suaves, quando a sucção atinge o ponto de entrada de ar.

Segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2000) citado por Mota (2003), a distribuição de poros depende da gênese e das alterações sofridas ao longo do tempo. Verifica-se a importância da distribuição de poros e do índice de vazios na definição das curvas

características. Outros fatores, tais como a orientação das partículas e variação iônica, também podem modificar a forma destas curvas, uma vez que a interação entre as partículas e as forças de ligação e de retenção de água pode ser alterada.

O trabalho de Guimarães (2002) é o mais completo sob o ponto de vista micro-morfológico do campo experimental. Realizou vários ensaios entre eles o ensaio para determinação da curva característica com medidas de sucção matricial e total.

Quanto à resistência ao cisalhamento do solo não saturado, Fredlund et al. (1978) propuseram uma forma estendida do critério de Mohr-Coulomb, que considera a influência da sucção:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.91)$$

Onde:

c' : é o intercepto de coesão quando o solo está na condição saturada; ϕ' e ϕ^b : são, respectivamente, os ângulos de atrito referentes à tensão total e à sucção matricial.

A Equação (2.91) define uma envoltória de ruptura do solo, que é representada em um espaço tridimensional (Figura 2.39), e tem como ordenada a tensão cisalhante τ_f e, como abscissas, as variáveis de estado de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. Ela também representa o aumento da resistência ao cisalhamento do solo com aumento da sucção matricial. Essa variação é específica para cada tipo de solo e pode ser avaliada pela curva característica do mesmo. Outra observação importante é que, na condição de total saturação, essa equação se equivale à dos solos saturados.

Fredlund et. al. (1978), com objetivo de simplificar o modelo, assumiram o ângulo de atrito ϕ^b constante e, portanto, uma relação linear entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial. Porém, evidências experimentais têm mostrado uma acentuada não linearidade dessa relação (Escario & Saez, 1986; Escario & Jucá, 1989; Mahaling-Iver & Willians, 1995 *apud* Anjos, 2006).

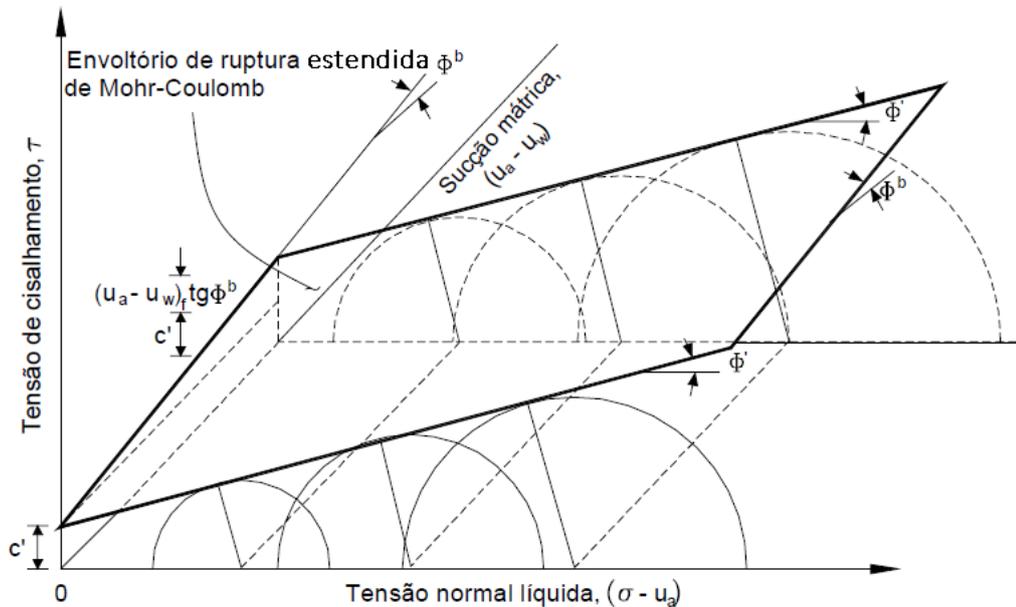


Figura 2. 39 – Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Segundo Anjos (2006), um importante aspecto dos solos não saturados na engenharia de fundações é a ocorrência de colapso, isto é, a redução de volume quando o solo é inundado. Esta redução de volume pode ser brusca ou não, pode estar em presença de carregamento ou não. Na engenharia de fundações, tem-se uma quantidade razoável de trabalhos envolvendo o tema (Cintra, 1998; Sales, 2000; Cintra, 2014; entre outros).

De acordo com Lawton et al. (1992) citado por Anjos (2006), são necessários quatro fatores para ocorrência do colapso: 1) Existência de solo não saturado, com estrutura aberta e metaestável; 2) Tensões totais suficientes para provocar colapso; 3) Presença de agentes de ligações cimentantes que tornem o solo estabilizado em condições não saturadas; 4) Ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

2.9.2 Previsão da carga admissível considerando solo colapsível

Cintra (2004) propôs uma metodologia de previsão da carga admissível para estacas em solo colapsível. Utilizando o conceito de carga de colapso (P_c), este autor propõe que a carga de colapso é o valor mínimo de carga, aplicada a um elemento isolado de fundação em solo

colapsível, que, sobrevivendo à inundação do solo, é suficiente para deflagrar o fenômeno do colapso.

Cintra (2004) cita que, no caso de prova de carga realizada com pré-inundação do solo, pode-se considerar, por extensão de conceito, que a colapsividade não se manifesta por um recalque abrupto, já que não se tem um degrau na curva tensão versus recalque, mas pelo aumento da deformabilidade (Figura 2.40a). Ainda de acordo com Cintra (2004), a carga de colapso deve ser pesquisada com a inundação em estágios inferiores à carga admissível (Figura 2.40b). Em outra situação, em que não se constate o colapso na carga admissível, a determinação da carga de colapso (P_c) exige a introdução de novos estágios de carregamento, mantida a inundação (Figura 2.40c).

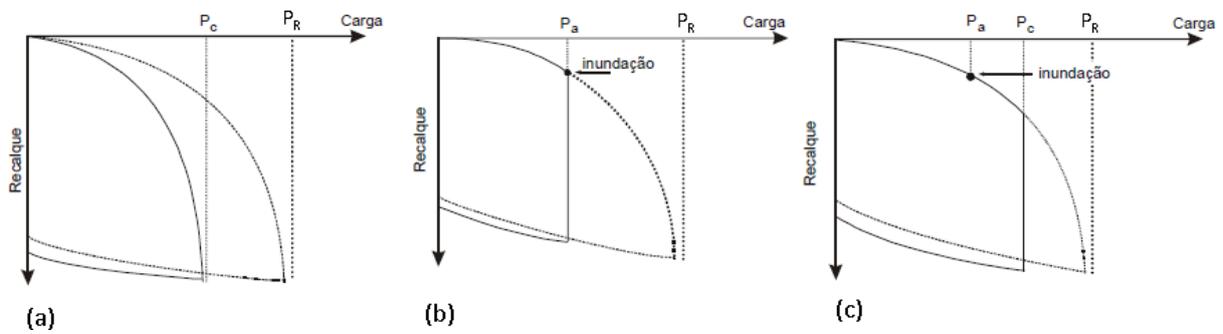


Figura 2. 40 – (a) carga de colapso determinada em prova de carga com pré-inundação do solo; (b) colapso na carga admissível; (c) colapso além da carga admissível (adaptado de Cintra (2004)).

Cintra (2004) propõe que, na determinação da carga admissível, além das verificações usuais de segurança à ruptura e ao recalque excessivo, inclui-se a verificação da segurança ao colapso do solo. Essa verificação complementar consiste na aplicação de um fator de segurança de, pelo menos, 1,5 à carga de colapso. Então, abstraindo a verificação ao recalque admissível, a carga admissível (P_a) deve ser tal que:

$$P_a \leq \begin{cases} P_R / 2,0 \\ P_C / 1,5 \end{cases} \quad (2.92)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão apresentadas as principais informações do local estudado, a metodologia utilizada na execução das estacas, nas provas de cargas horizontais e na análise dos resultados.

3.1 CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB (C.E.UnB)

As provas de cargas horizontais foram executadas no Campo Experimental de Ensaio de Fundações do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), situado no Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília, Distrito Federal (Figura 3.1), cuja posição geográfica é determinada pelas coordenadas $15^{\circ} 45' 56''$ de latitude sul, e $47^{\circ} 52' 20''$ de longitude oeste, em uma área de aproximadamente 1000 m^2 , conforme mostrado na figura.

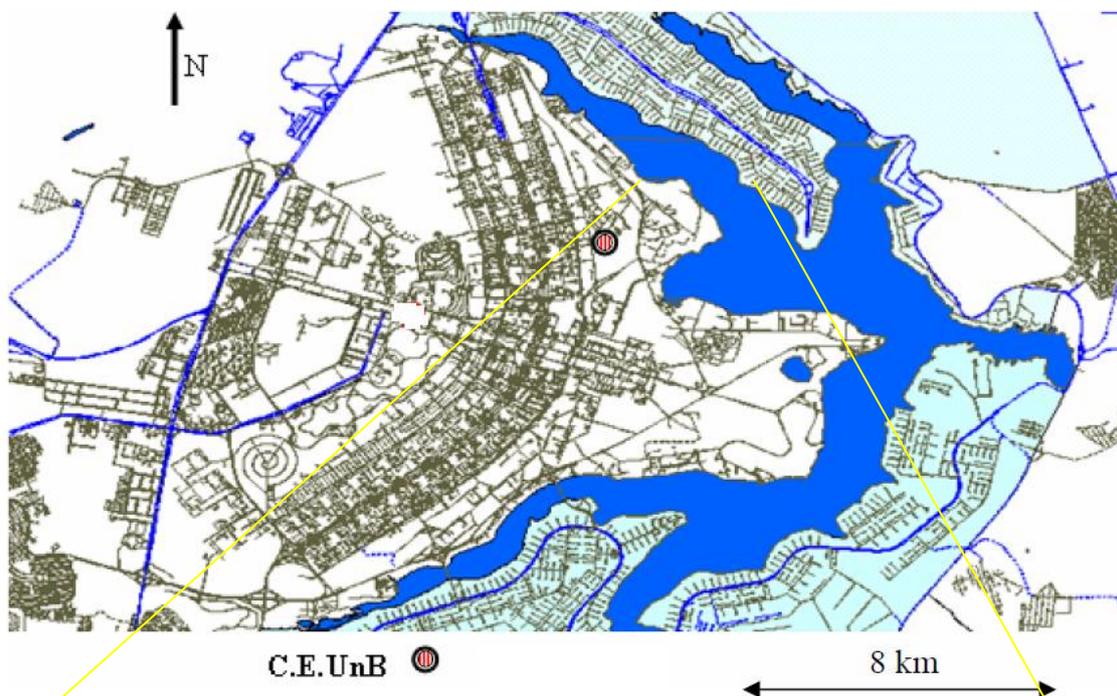


Figura 3. 1 - Localização do Campus UnB e Campo experimental.

Segundo Anjos (2006), o clima do Distrito Federal enquadra-se na classificação de Köppen (CODEPLAN, 1984), entre os tipos tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, e está caracterizado pela existência bem nítida de duas estações. O período entre maio e setembro, estação fria e seca, é caracterizado pela baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e pela baixa taxa de precipitação. No período entre os meses de outubro e abril, predomina a estação quente e chuvosa. A distribuição da precipitação se dá de forma irregular, e as menores alturas pluviométricas anuais ocorrem na porção leste e as taxas mais elevadas estão concentradas a NE e SE do distrito Federal, EMBRAPA (1978). A Figura 3.2 apresenta a distribuição pluviométrica no ano de 2010 registrados pelo INMET.

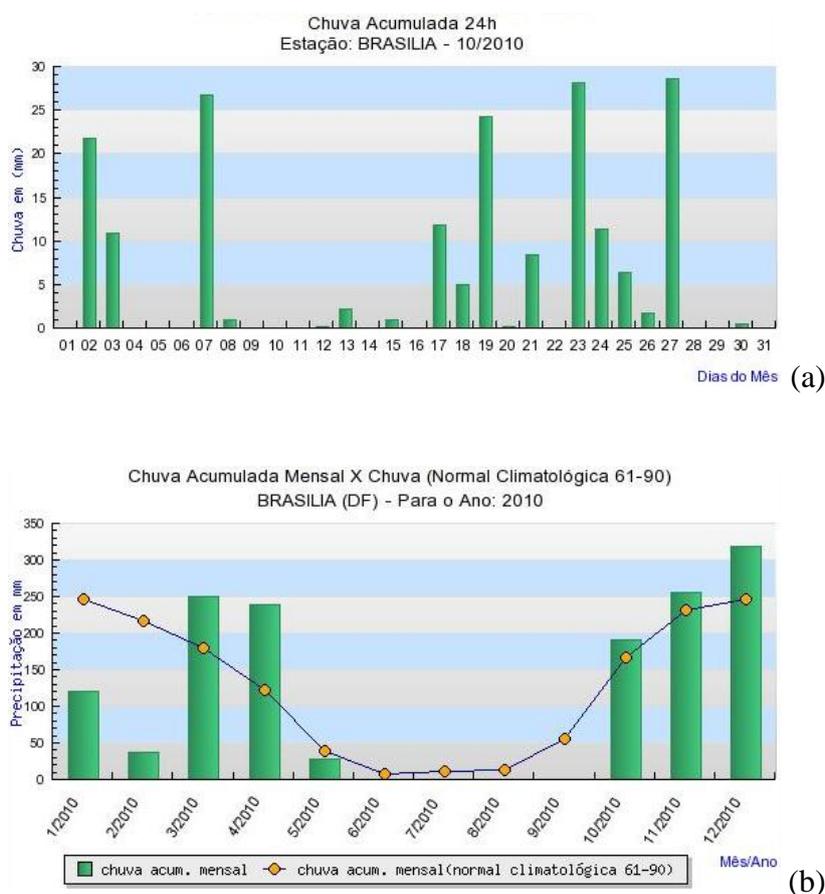


Figura 3. 2 – Distribuição da precipitação no Distrito federal (INMET, 2014).

Na Figura 3.2, observa-se que no mês de outubro inicia a estação chuvosa, período em que foram executadas as provas de cargas, e verifica-se também que em vários dias do mês de outubro foram registrados precipitação.

3.1.1 Aspectos geológicos

Na área do plano piloto em Brasília, local dos ensaios, predominam as rochas do grupo Paranoá, que possuem um grau de metamorfismo menor. Apresentam uma alternância de estratos de quartzitos com granulometria fina a média (unidade Q3), metassiltito argiloso (unidade S), metarritmito arenoso (unidade R3), metarritmito argiloso (unidade R4) e ardósia (unidade A), conforme nomenclatura adotada por Freitas-Silva & Campos (1998).

O relevo caracteriza-se pela predominância de grandes superfícies planas a suavemente onduladas, conhecidas como chapadas, situadas acima da cota de 1000m. A altitude média situa-se em torno de 1100 m (Anjos, 2006).

A geomorfologia do Planalto Central possui características próprias, devido às características climáticas, geológicas e antrópicas. Em grande parte do Distrito Federal, são encontradas chapadas, onde predomina um relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada (Blanco, 1995).

O perfil de solo do campo experimental da UnB mostra-se não saturado até a profundidade pesquisada e, de forma genérica, identifica um perfil típico do solo na região do plano piloto em que um horizonte de solo residual laterítico, que sofreu intenso processo de intemperismo, é constituído por uma areia argilo-siltosa vermelha.



Figura 3. 3 – Vista do Campo experimental da UnB.

3.1.2 Caracterização geotécnica

Todos os dados geotécnicos referentes ao C.E.UnB utilizados nesta pesquisa foram obtidos em pesquisas experimentais em fundação e em investigação de campo, desenvolvidas por alunos do Programa de Pós-Graduação em geotecnia da UnB. Característica geral e parâmetros do solo do C.E.UnB, obtido em pesquisa anteriores, são listados na Tabela 3.1 por Cunha et al. (1999).

Tabela 3. 1 – Propriedades geotécnicas gerais da argila porosa encontrada no C.E.UnB (Cunha et al., 1999).

Parâmetros	Unidade	Faixa de valores
Porcentagem de areia	%	12-27
Porcentagem de silte	%	8-36
Porcentagem de argila	%	37-80
Peso específico aparente seco (γ_d)	kN/m ³	10-17
Peso específico natural (γ_n)	kN/m ³	17-19
Teor de umidade	%	20-34
Grau de saturação	%	50-86
Índice de vazios	-	1,0-2,0
Limite de liquidez	%	25-78
Limite de plasticidade	%	20-34
Índice de plasticidade	%	5-44
Coesão efetiva (c)	KPa	10-34
Ângulo de atrito efetivo (ϕ)	°	26-34
Módulo de Young (E)	MPa	1-8
Coeficiente de colapso	%	0-12
Coeficiente de empuxo no repouso	-	0,44-0,54
Coeficiente de permeabilidade	m/s	10 ⁻⁸ -10 ⁻⁵
Coeficiente de Poisson	-	0,2-0,35

Através de ensaios de campo do tipo SPT, SPT-T e CPT e de um poço de inspeção executado manualmente no campo experimental, pôde-se traçar o perfil geotécnico representativo do solo local. Conforme demonstra a Figura 3.4, o subsolo do campo experimental pode ser dividido nas seguintes camadas:

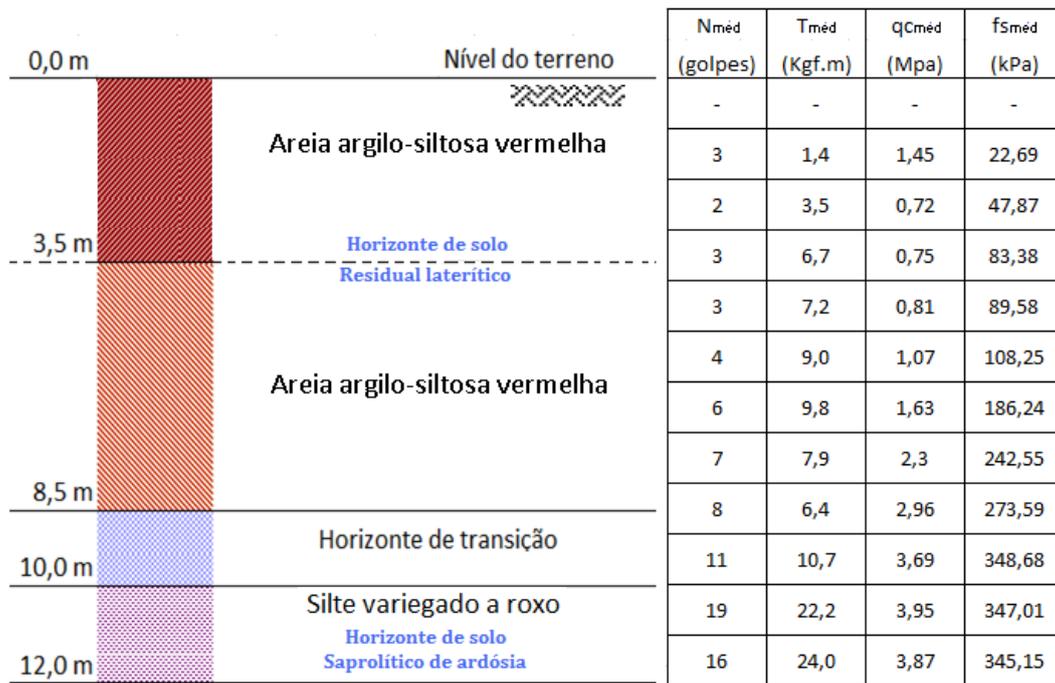


Figura 3. 4 – Perfil de solo característico do campo experimental da UnB (Mota, 2003).

Com base nos resultados das análises mineralógicas, realizadas por Carvalho (1995), Guimarães (2002) concluiu que existe uma boa relação das propriedades físicas com as características mineralógicas e microestruturais, sendo que o conjunto de resultados permite dividir o subsolo do campo experimental da UnB nas seguintes subcamadas:

- 0 a 3,5 m - areia silto-argilosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 a 1,6) e I_p médio de 10. Destaca-se que as profundidades de 3 e 4 m correspondem à zona ativa. Esta zona corresponde ao trecho de maior bioturbação e nela ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano;

- 3,5 a 8,5 m - zona na qual as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 m. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão paulatinamente diminuindo. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição;

- 8,5 m - profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, com aumento do I_p e uma estrutura com distribuição de poros mais homogênea. Nesta profundidade, já não aparece a gibbsita.

Na área referente ao campo experimental, tem-se um perfil típico da camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominado de “argila porosa”. Esse perfil apresenta baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes), baixa resistência de ponta (CPT variando de 0,6 a 2,3 MPa), baixa capacidade de suporte, baixo nível de saturação e alta permeabilidade (10-3 a 10-4 m/s). Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável, quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominado colapso. Este material é sobrejacente a uma camada de solo residual proveniente da alteração de ardósias e denominado de silte argiloso de comportamento extremamente anisotrópico (Cunha & Camapum de Carvalho, 1997)

O perfil geotécnico do C.E.UnB tem sido examinado em várias pesquisas e recentemente foi descrito por Guimarães (2002), Mota (2003) e Anjos (2006). Estes autores caracterizaram o perfil do C.E.UnB e forneceram parâmetros geotécnicos obtidos por diferentes técnicas. Guimarães (2002) usou a combinação de parâmetros obtidos em laboratório (ensaio triaxial e cisalhamento direto), conforme apresentado na Tabela 3.2 e 3.3.

Tabela 3. 2 – Caracterização geotécnica realizados no C.E.UnB (Modificado - Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ_s (kN/m ³)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
γ_d (kN/m ³)	10,20	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
γ (kN/m ³)	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
γ_{sat} (kN/m ³)	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G _s	2,739	2,731	2,662	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,6	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Pedregulho CD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia CD	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
w _L (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w _P (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
I _P (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
I _a	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71

Onde: γ_s , γ_d , γ são os pesos específicos dos sólidos, seco e o natural; e, n, Sr são o índice de vazios, a porosidade e o grau de saturação; w_L, w_P, I_P são os limites de liquidez, plasticidade e o índice de plasticidade; C_c, C_s são os

índices de compressibilidade e recompressão; σ'_{pa} é a tensão de pré-consolidação e OCR é a razão de pré-consolidação.

Tabela 3. 3 – Parâmetros médios obtidos nos ensaios de resistência realizados no C.E.UnB (Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ângulo de atrito (°)	26,0	26,5	27,0	26,5	-	27,8	25,5	27,0	28,0	23,8
Coesão natural (kPa)	13,0	26,7	-	18,0	-	32,5	53,0	-	31,0	44,5
Coesão saturada (kPa)	6,0	1,7	0,0	2,0	-	12,3	11,0	-	22,0	17,5

A Tabela 3.4 apresenta os parâmetros de deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio (ϵ_{50}), utilizados na obtenção das curvas p-y. No cálculo de ϵ_{50} , utilizam-se os resultados dos parâmetros retirados das curvas tensão-deformação de Palocci (1998), normalizados pela proposta de Duncan e Chang (1970), para o cálculo do módulo tangente inicial E_i e a tensão desviatória última. As constantes a e b, utilizadas na Equação (3.1), proposta por Kondner (1963), relacionam a tensão desviatória à que é submetida à amostra de solo, no ensaio triaxial, à deformação axial sofrida pela mesma.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (3.1)$$

Tabela 3. 4 – Cálculo do ϵ_{50} da curva tensão-deformação normalizadas dos ensaios triaxiais CK0D (Palocci, 1998) e (Lima, 2001).

Profundidade	σ_3	A	E_i	b	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult/2}$	ϵ_{50}
	(kPa)		(MPa)		(kPa)	(kPa)	
3,0 - 3,3	50	0,417	2,400	7,884	127,620	63,810	0,045
	100	0,333	3,000	3,755	266,310	133,160	0,089
	200	0,292	3,428	2,151	464,900	232,450	0,136
6,0 - 6,3	50	0,250	4,000	6,856	145,860	72,930	0,036
	100	0,220	4,545	3,451	289,770	144,890	0,064
	200	0,192	5,200	1,987	503,270	251,640	0,097
9,0 - 9,3	50	0,076	13,217	5,824	171,700	85,850	0,013
	100	0,075	13,380	3,248	307,880	153,940	0,023
	200	0,065	15,300	2,280	438,600	219,300	0,029

A constante do coeficiente de reação horizontal do solo η_h do C.E.UnB, utilizado nas fórmulas de previsão de deflexão de estacas em solos arenosos, foi retroanalizada por Jardim (1998) e Lima (2001).

Tabela 3. 5 – valores n_h sugeridos por Jardim (1998).

Tipo estaca	n_h (MN/m ³)	
	Condição Natural	Condição Inundada
Perfurada	16,0	7,0
Raiz	19,5	14,0
Pré-fabricada	7,0	5,5

No Campo Experimental da Universidade de Brasília, foram realizados vários ensaios de campo, tipo CPT, SPTe DMT, e as provas de carga foram realizadas em várias pesquisas e incluem estacas escavadas, raiz, cravada e solo cimento, além de ensaios em placa ao longo da área do Campo Experimental da UnB (Figura 3.5).

3.2 SOLOS COLAPSÍVEIS DE BRASÍLIA

Em Brasília, bem como em grande parte do Planalto Central Brasileiro, a ocorrência de solos superficiais com baixa capacidade de suporte e ainda com uma estrutura bastante porosa e colapsível, dificulta o uso de fundações rasas. Neste contexto, torna-se importante o estudo do comportamento de estacas carregadas lateralmente, pois, diferente do que acontece com estacas carregadas verticalmente, que são projetadas desconsiderando-se a contribuição das camadas superficiais, nas estacas verticais com carregamento lateral no topo, a camada superficial é a mais solicitada.

O Distrito Federal é coberto por um manto de solo resultante de intemperismo, principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização de idade Terciária/Quaternária (Mendonça et al., 1994, citados por Araki, 1997).

Os solos colapsíveis no Brasil são normalmente encontrados em depósitos aluvionares, coluvionares e residuais, que sofreram lixiviação dos horizontes mais superficiais, em regiões onde há alternância de estações seca e de intensa precipitação (Camapum de Carvalho et al., 1994).

Segundo Guimarães (2002), citado por Mota (2003), a camada de argila porosa de Brasília apresenta baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s), apesar da matriz argilosa. O comportamento, em termos de permeabilidade, é similar aos solos granulares finos. Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável, quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões. Apresenta, quase sempre, uma redução de volume, que pode ser brusca ou não, denominada colapso.

Segundo Camapum de Carvalho et al. (1994), no Distrito Federal, as grandes variações de grau de saturação ocorrem, predominantemente, nos primeiros três metros do perfil de solo, onde a variação de umidade Δw chega a atingir até valores de 35% ao longo do ano. Esta ideia foi reforçada por Mota (2003), ao organizar um ábaco de classificação do solo tropical do DF, no qual definiu esta camada de solo como “zona ativa”. Esta zona é influenciada pelas variações de umidade/sucção, as quais, por sua vez, provocam variações nas medidas de q_c e f_s , registradas pelo CPT. Por outro lado, para profundidades superiores, as variações de

umidade atingem o valor máximo de 8%, entre o período mais chuvoso e o mais seco (Camapum de Carvalho et al., 1994).

Os solos colapsíveis de Brasília possuem uma estrutura altamente porosa (macroporosa) em que as maiores partículas ou agrupamento de partículas (agregados) presentes são mantidas em suas posições por meio de vínculos capazes de lhes conferir uma resistência adicional temporária. Essa resistência temporária tem sido atribuída à sucção (forças capilares e de adsorção) e à presença de alguma substância cimentante, como os óxidos de ferro e os carbonatos (Gutierrez, 2005). Pode ser também formadas por pontes de argila.

3.3 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA (EHC 1, EHC 2, EHC 3)

Nesta pesquisa, é estudado o comportamento de estacas hélice contínua (EHC) isolada e em grupo executada no C.E.UnB. O comprimento foi de 8 m e o diâmetro médio de 0,3m. As estacas foram instaladas no dia 26/10/2004. O espaçamento entre as estacas nos grupos foi 3D, ou seja, 0,9m, unidas no topo por um bloco de coroamento rígido.



Figura 3. 6 – Execução de estacas hélice contínua no C.E.UnB.

Além das seis estacas instaladas, executou-se também uma estaca “teste” com “igual” diâmetro das anteriores (0,3 m), mas com comprimento de 2,8 m. Esta estaca serviu para uma posterior exumação. A Figura 3.6 mostra a estaca exumada. O valor médio do diâmetro do fuste foi de 0,303 m (diâmetros: mínimo=0,28 m e máximo=0,36 m), Anjos (2006).



Figura 3. 7 – Estaca hélice contínua exumada (Santos, 2010)

Observa-se um aumento do diâmetro próximo à base da estaca, embora, em média, o diâmetro tenha permanecido igual a 0,3 m. Em todo o procedimento de instalação das estacas, nenhuma pressão foi usada a não ser aquela advinda do peso próprio da coluna de concreto. Anjos (2006) comenta que esta pressão, aliada à pequena resistência do perfil na profundidade 2,8 m, pode ser a causa do aumento do diâmetro próximo à base da estaca. Com exceção da estaca exumada, foi colocada armadura constando de 4 barras de 16 mm no sentido longitudinal, estribos de 6.3 mm (espaçados a cada 0,15 m) e comprimento de 3 m.

3.4 PROVA DE CARGA HORIZONTAL

As provas de cargas foram planejadas e executadas por Santos (2010) no período de 9/10 a 01/11/2010. Nas provas de carga, foi aplicado carregamento controlado e medida a deflexão no mesmo alinhamento de aplicação da carga; não foi medida a rotação do bloco. O bloco de coroamento não tem contato físico com o solo. Nas seções seguintes, descrevem-se os equipamentos usados no ensaio e define-se a metodologia adotada para a execução da prova de carga.

3.4.1 Descrição do Equipamento

Para a realização dos ensaios, Santos (2010) utilizou materiais e equipamentos disponíveis no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Esses são apresentados a seguir:

- Macaco hidráulico;
- Célula de carga;
- Rótula;
- Sistema de referência;

- LVDT;
- SPIDER.

3.4.2 Descrição das estacas ensaiadas

As estacas ensaiadas foram do tipo hélice contínua isolada, em grupo de 2 estacas e grupo de 3 estacas, com diâmetro nominal de 30 cm com 8 m de comprimento e unidas no topo por um bloco de coroamento rígido de concreto armado (Figura 3.8).

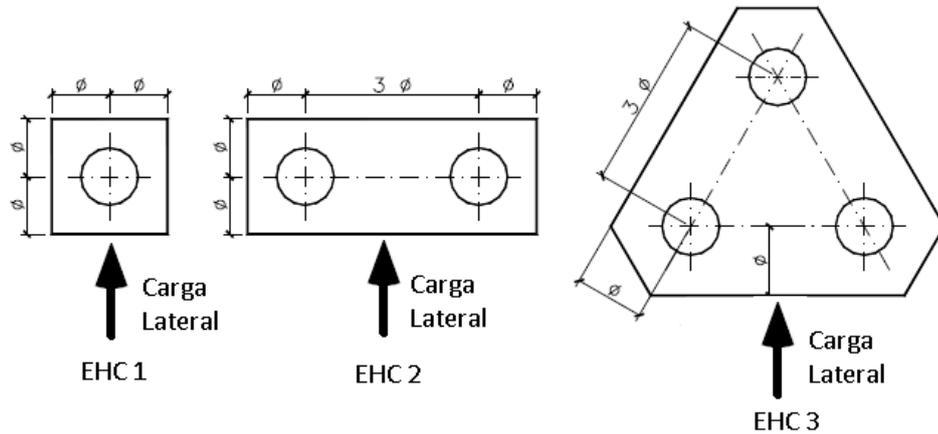


Figura 3. 8 – Configuração das estacas

Todas as estacas foram executadas com concreto de $F_{ck} = 20$ MPa, armadas com 4 ferros de 16mm de diâmetro e estribos 6.3 mm de diâmetro com espaçamento de 15cm. O módulo de elasticidade do concreto das estacas foi estimado considerando o Item 3.2 da NBR 6118, em 20 GPa. Nenhum contato do bloco de coroamento rígido com o solo foi permitido uma vez que se escavou aproximadamente 0,2 m ao longo de toda a extensão do contato bloco-solo. Vale ressaltar que o ponto de aplicação da carga estava alinhado com o ponto de leitura da deflexão horizontal e a distância entre o ponto de aplicação da carga e o fundo da cava em todos os casos mede 0,5 m.

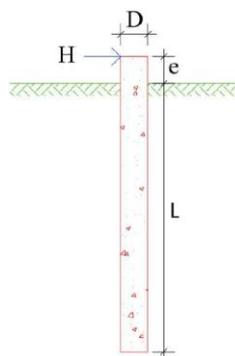


Figura 3. 9 – Dimensões da estaca.

Tabela 3. 6 – Características das estacas ensaiadas nesta pesquisa.

Dimensão da estaca			Concreto			Armação			
Diâmetro (cm)	Comp. (m)	e (m)	Fck (MPa)	fct (MPa)	Ec (GPa)	Longitudinal	Estribo	fyk (MPa)	Es (GPa)
30	8	0,50	20	2,21	20	4Ø16 - 3m	Ø 6.3 c/ 15	500	210

O sistema de aplicação de carga foi mantido entre a estaca e um sistema de reação (ver a Figura 3.10). Os fustes das estacas de reação foram previamente preparados, concretando-se uma superfície com um bloco, de modo a encaixar o sistema de forma estável.

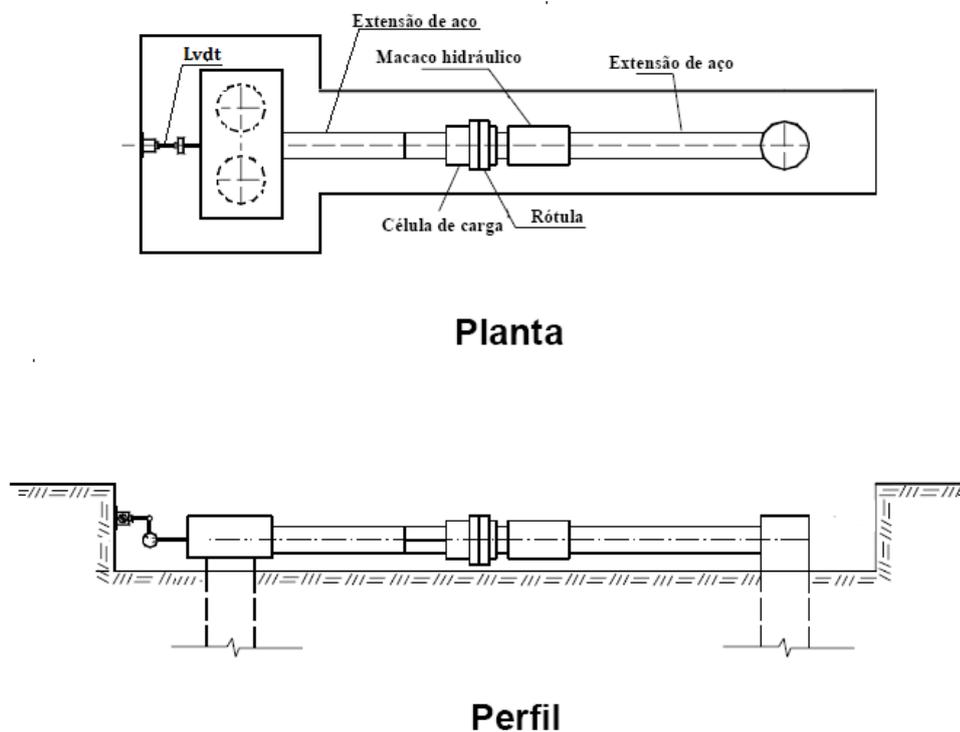


Figura 3. 10 – Esquematização do Ensaio (Santos, 2010).

Para dar estabilidade a este sistema (macaco hidráulico, rótula, célula de carga e extensões) nos dois planos, foram utilizados perfis de aço, dispostos horizontalmente entre o par de estacas, com suas extremidades apoiadas em chapas de aço fixadas no bloco de coroamento das estacas (Figura 3.11).



Figura 3. 11 – Sistema do Ensaio (Santos, 2010).

3.4.3 Metodologia do Ensaio

Quanto aos métodos utilizados, foram programadas provas de carga lateral em estacas isoladas e em grupos de fundação profunda, já existentes (previamente ensaiadas na condição vertical, por Anjos (2006), e mostradas na Figura 3.10) no C.E.UnB com carregamentos transversais, de acordo com a NBR 12131/2006 (Prova de carga estática), com tempo de incremento de carga de 30 minutos. O descarregamento foi realizado em quatro estágios de 15 minutos cada.

Segundo Santos (2010), primeiro foram ensaiadas as estacas na condição de umidade natural. Os ensaios foram conduzidos até deformações que não comprometessem estruturalmente as estacas. Essa etapa foi seguida do descarregamento, procurando-se, com este procedimento, evitar o comprometimento do comportamento estrutural da estaca, para que a mesma fosse reensaiada posteriormente na condição pré-inundada.

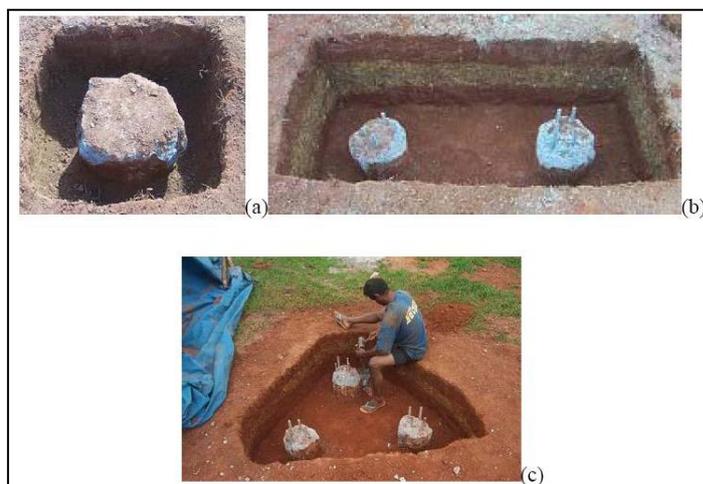


Figura 3. 12– Abertura da cava para execução do bloco de coroamento da estaca isolada (a) e em grupos (b, c), executada por Anjos (2006).

O processo de inundação do solo, ao redor da estaca isolada e no grupo de estacas, foi efetuado através de uma cava na superfície do terreno. Segundo Santos (2010) adotou-se o mesmo procedimento utilizado por Jardim (1998), que também é uma sugestão de Cintra (1998). A pré-inundação foi feita com 48 horas de inundação em escavações ao redor das estacas ensaiadas. Não foi feito nenhum controle de umidade, portanto, não é possível estabelecer relação que contemple o comportamento da estaca com teor de umidade ou com a sucção.

3.5 METODOLOGIA DE ANÁLISE CARGA-DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Nesta pesquisa, a relação carga-deflexão da estaca carregada lateralmente é analisada exclusivamente pelo método das curvas p-y, através do *software* LPILE *plus* V. 5.0. Esta análise foi feita com ênfase na obtenção das curvas p-y por meio de calibração e validação com a prova de carga da estaca isolada e obtenção do fator de eficiência de grupo através do método da estaca equivalente ao grupo (em inglês: Group Equivalent Pile Method - GEP). Um fluxograma com a sequência da análise da relação carga-deflexão é mostrado na Figura 3.13.

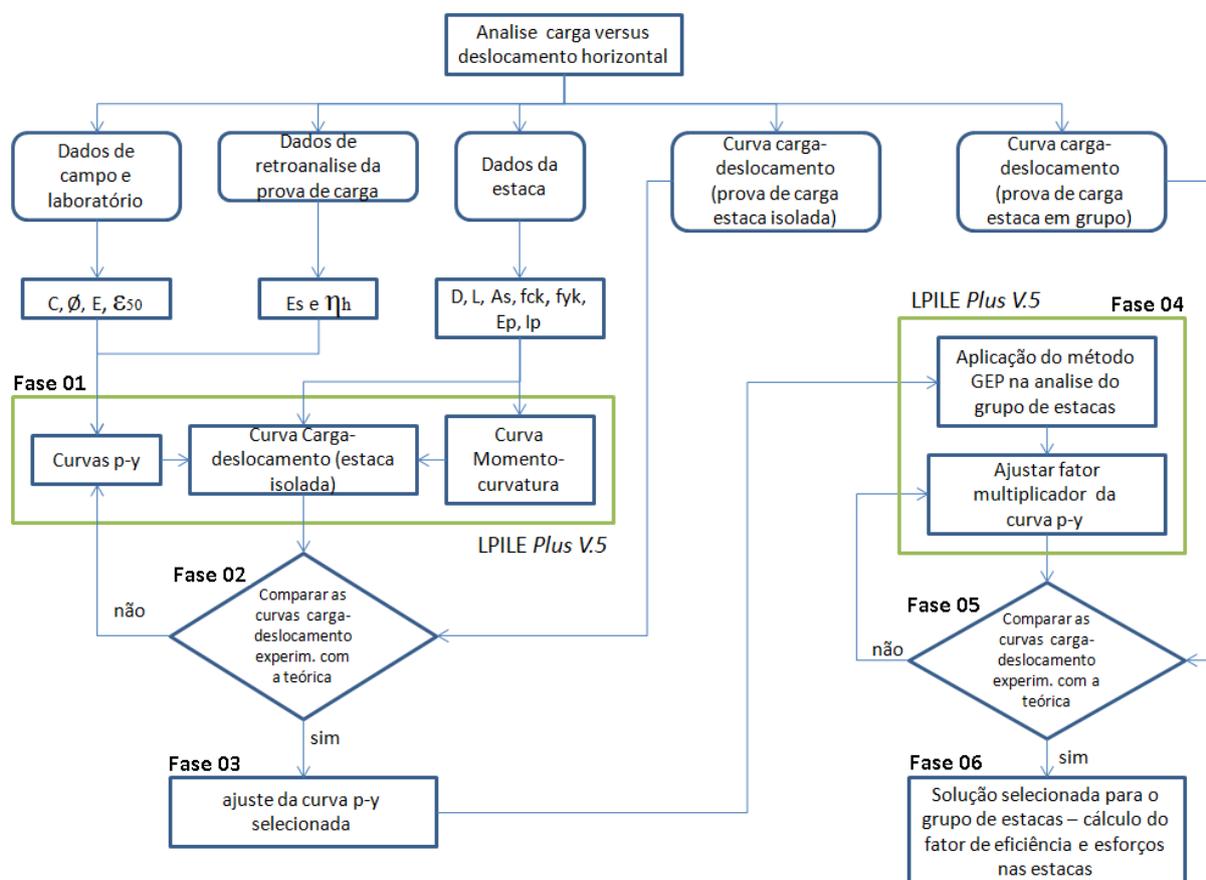


Figura 3. 13 – Fluxograma da análise da carga-deflexão das estacas isoladas e em grupo.

Neste trabalho, faz-se análise da relação carga-deflexão do grupo de estacas pelo método da estaca equivalente ao grupo (GEP), pois este método permite seguir a linha de pesquisa desenvolvida nesta dissertação, a qual prioriza o uso das curvas p-y.

Os métodos que analisam o solo como meio contínuo, propostos por Poulos (1971b) e Randolph (1981), abordam o problema de deslocamento de grupo de estacas como uma extensão da análise da estaca isolada. Procura-se fazer a mesma analogia no método GEP. A partir das curvas p-y de uma estaca isolada, estende-se a análise para o grupo de estacas.

Assumiram-se as seguintes hipóteses simplificadoras para facilitar a formulação e a solução do problema, utilizando-se o método GEP:

1. Na estaca isolada, são assumidas as condições de contorno topo livre;
2. Todas as estacas do grupo são iguais entre si e têm a mesmas geometrias da estaca isolada (comprimento e diâmetro);
3. No grupo de estacas, são assumidas as condições de contorno de topo fixo;
4. As condições de contorno de topo não influenciam as curvas p-y;
5. No método GEP, a estaca equivalente ao grupo tem as seguintes propriedades: a rigidez flexional é igual à soma da rigidez das estacas que compõem o grupo; o comprimento e o diâmetro da estaca equivalente são iguais ao comprimento e ao diâmetro de uma estaca do grupo; as condições de contorno de topo da estaca equivalente são as mesmas do grupo.

Estas condições facilitam a aplicação do método GEP e tornam possível a obtenção das curvas p-y do grupo a partir das curvas p-y da estaca isolada.

Mokwa (1999) descreve o método GEP utilizando o programa LPILE nos seguintes passos:

1. Considerando o grupo de três estacas, o mesmo é modelado como uma estaca isolada tendo três vezes o momento de inércia da atual estaca, resultando em três vezes a rigidez flexional de uma estaca isolada;
2. O valor “p”, das curvas p-y da estaca isolada, para cada estaca do grupo, é ajustado para levar em conta o efeito de grupo, usando-se o fator de redução (f_m);

3. O valor “p” de cada estaca ajustado pelo fator de redução (f_m) é somado, resultando em valor “ P_G ” para o grupo de estacas;
4. As condições de contorno do topo da estaca equivalente ao grupo são determinadas por estimativa da restrição à rotação que o bloco de coroamento impõe à estaca;
5. O método da estaca equivalente ao grupo (GEP) é analisado utilizando-se o programa *LPILE Plus V.5.0*. A curva carga *vs* deflexão do topo da estaca gerada pelo método GEP será comparada com o resultado da prova de carga do grupo de estacas (EHC3), constituindo-se na validação do método proposto.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA

Neste capítulo, serão apresentados e analisados os resultados obtidos na prova de carga horizontal da estaca isolada e em grupo, com ênfase na determinação da carga de ruptura, previsão da carga última por métodos analíticos e retroanálise de parâmetros geotécnicos.

4.1.1 Caracterização do problema

Considera-se, na análise da prova de carga da estaca isolada e em grupo, o perfil estratigráfico do C.E UnB dividido em quatro camadas, conforme mostrado na Figura 4.1. A distância do fundo da cava ao ponto de medida da deflexão é de 0,5m. O ponto de medida da deflexão lateral está alinhado com ponto de carregamento, e o bloco construído na cabeça da estaca não está em contato com o solo.

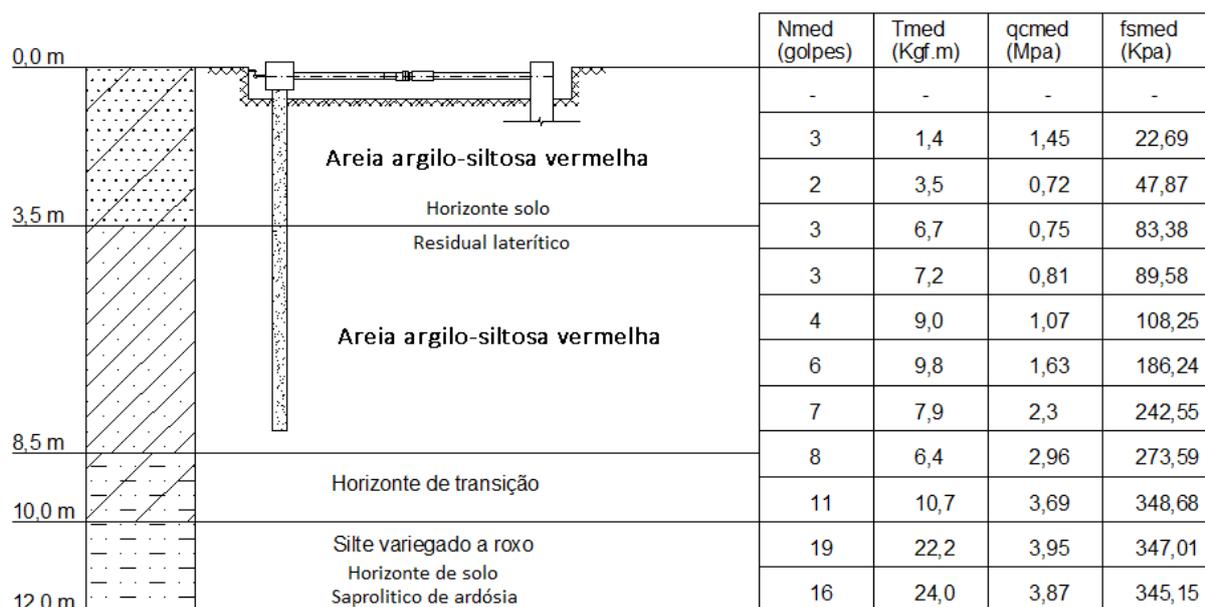


Figura 4. 1 - Perfil de solo característico do campo experimental da UnB (adaptado de Mota, 2003).

Onde: $N_{méd}$ é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{spt} , para os ensaios de sondagem à percussão, executados no C.E.UnB; $T_{méd}$ é o valor médio do torque máximo da sondagem à percussão com medida de torque, SPT-T; $qc_{méd}$ é a resistência média de ponta do ensaio de cone; $fs_{méd}$ atrito lateral médio medido no ensaio de penetração de cone.

4.1.2 Apresentação dos resultados das provas de carga

Nesta seção, são apresentados os resultados das provas de cargas que se resumem nas curvas carga *versus* deflexão da estaca isolada e em grupo, na condição de umidade natural e pré-inundada, conforme mostrado nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4.

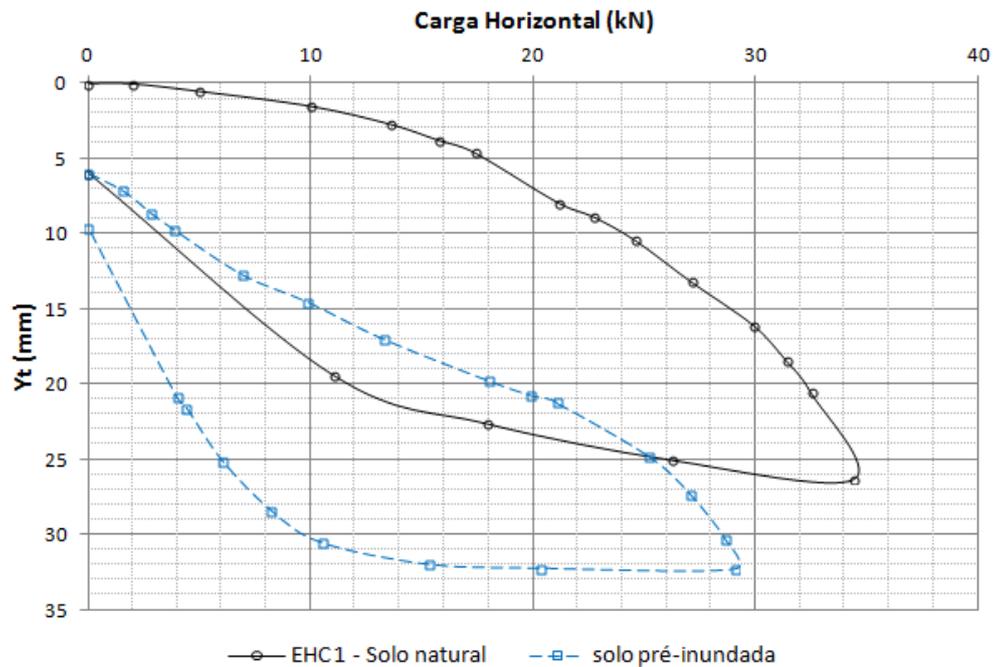


Figura 4. 2 – Curva carga vs deflexão da estaca isolada (modificado de Santos, 2010).

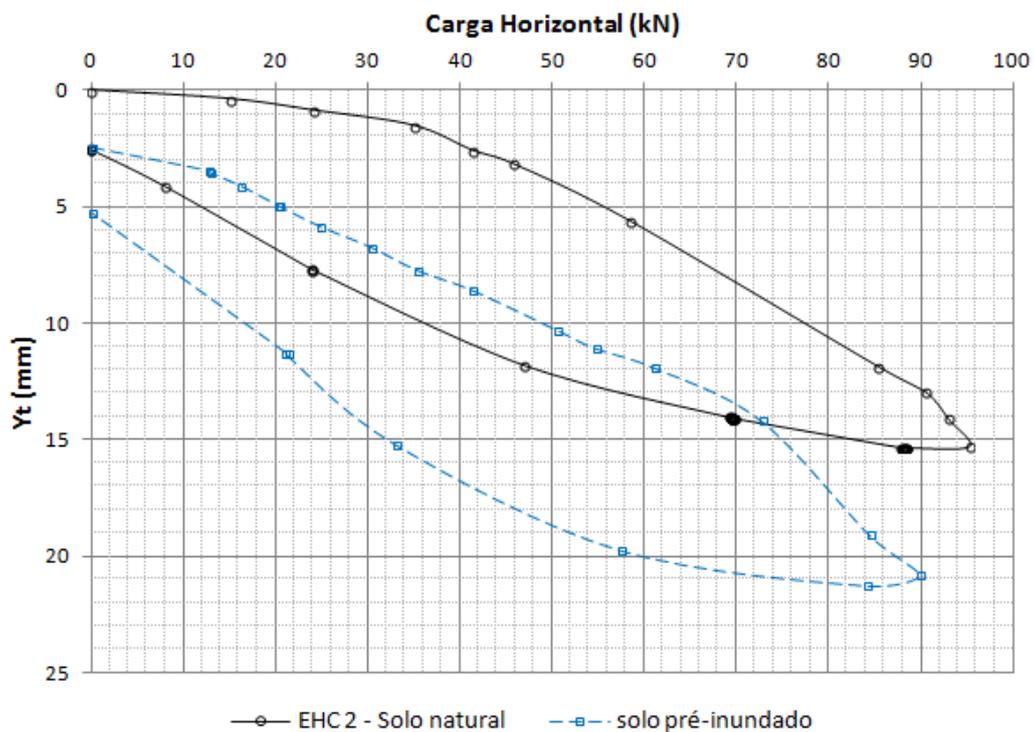


Figura 4. 3 – Curva carga vs deflexão do grupo de duas estacas (modificado de Santos, 2010).

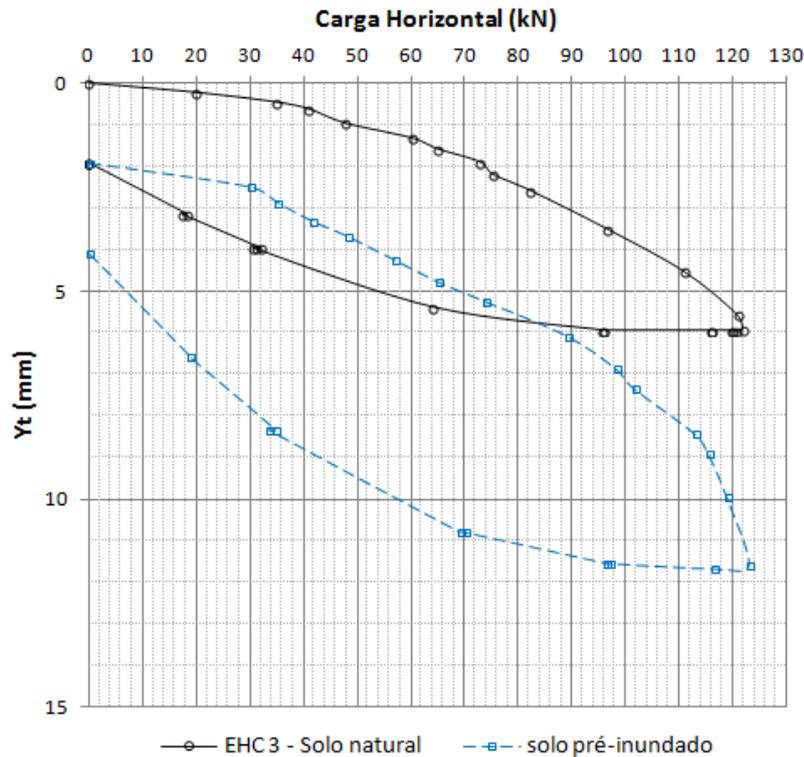


Figura 4.4 – Curva carga vs deflexão do grupo de três estacas (modificado de Santos, 2010).

As provas de cargas foram planejadas e executadas, no período de 9/10/2010 a 01/11/2010, pelo aluno do programa de pós-graduação em geotecnia, Raimundo Gonzaga Moura dos Santos, (Santos, 2010)¹.

4.1.3 Interpretação das curvas carga-deflexão da prova de carga

Verifica-se, nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4, que as curvas carga *versus* deflexão, obtidas nas provas de cargas, principalmente para o solo não inundado, não evidenciaram nitidamente a carga de ruptura. Neste caso, segundo a NBR 6122/2010, deve-se fazer uma extrapolação da curva para estimar a carga última convencional de ruptura. No entanto, como não existe um método específico para prova de carga horizontal, foi utilizado, nesta pesquisa, o critério de ruptura convencional para um deslocamento horizontal de 25 mm, embora seja um valor arbitrado de 25 mm. Albuquerque (2010) cita que este critério é muito usado para os ensaios na direção horizontal.

¹ Dados da prova de carga que pertence à UnB, obtidos por Santos (2010) em sua dissertação não concluída.

4.1.3.1 Determinação da carga de ruptura

Cunha (2011), ao analisar várias provas de cargas horizontal executadas no C.E.UnB, considerou a carga de trabalho igual metade da carga de ruptura. O referido autor concluiu que os deslocamentos relativos equivalentes às condições de carga de trabalho não ultrapassaram a um valor aproximado de 3% do diâmetro da estaca, sendo que a estimativa da carga última pelo método de Broms (1964a,b) teve boa correspondência com o valor da carga de ruptura experimental.

A Tabela 4.1 mostra as cargas de ruptura estimada pelo critério de ruptura convencional para um deslocamento horizontal de 25 mm, a carga de trabalho resultante da divisão da carga de ruptura pelo fator de segurança 2,0 com solo na condição de umidade natural (n) e inundada (i).

Com base na Tabela 4.1, verificou-se que os deslocamentos relativos às cargas de trabalho não ultrapassaram a 4% do diâmetro. No Item 4.1.6, será mostrado que a carga última estimada pelo método de Broms (1964a) teve razoável correspondência com o valor experimental obtido pelo critério de ruptura convencional para um deslocamento horizontal de 25 mm.

Tabela 4. 1 – Características específicas das provas de carga horizontal.

Estacas	Máxima carga (kN)	$y_{m\acute{a}x}/D(\%)$	Carga de ruptura (kN)	Carga de trabalho (kN)	$y_{trab}/D(\%)$
EHC1 n	34,41	8,7	34	17	1,7
EHC1 i	29,05	10,7	29	14,5	3,9
EHC2 n	87,92	5,1	116	58	2,0
EHC2 i	89,90	6,9	96	48	3,3
EHC3 n	121,86	1,9	178	89	1,0
EHC3 i	123,01	3,8	148	74	1,8

Onde: ($y_{m\acute{a}x}$) corresponde ao deslocamento máximo na carga máxima da prova de carga; as estacas (EHC1, EHC2 e EHC3) estão indicadas na Figura 3.8.

4.1.4 Retroanálise de alguns parâmetros

4.1.4.1 Retroanálise de η_h considerando a rigidez flexional ($E_p I_p$) constante

As constantes do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h) foram retroanalisadas utilizando-se o método de Alizadeh e Davisson (1970) e se considerando os resultados da prova de carga da estaca isolada na condição de umidade natural e pré-inundada. No cálculo

de η_h , foi admitida a estaca com topo livre e módulo de rigidez flexional ($E_p I_p$) constante. A Figura 4.5 mostra o gráfico de η_h versus deslocamento horizontal da estaca na superfície do terreno (y_o).

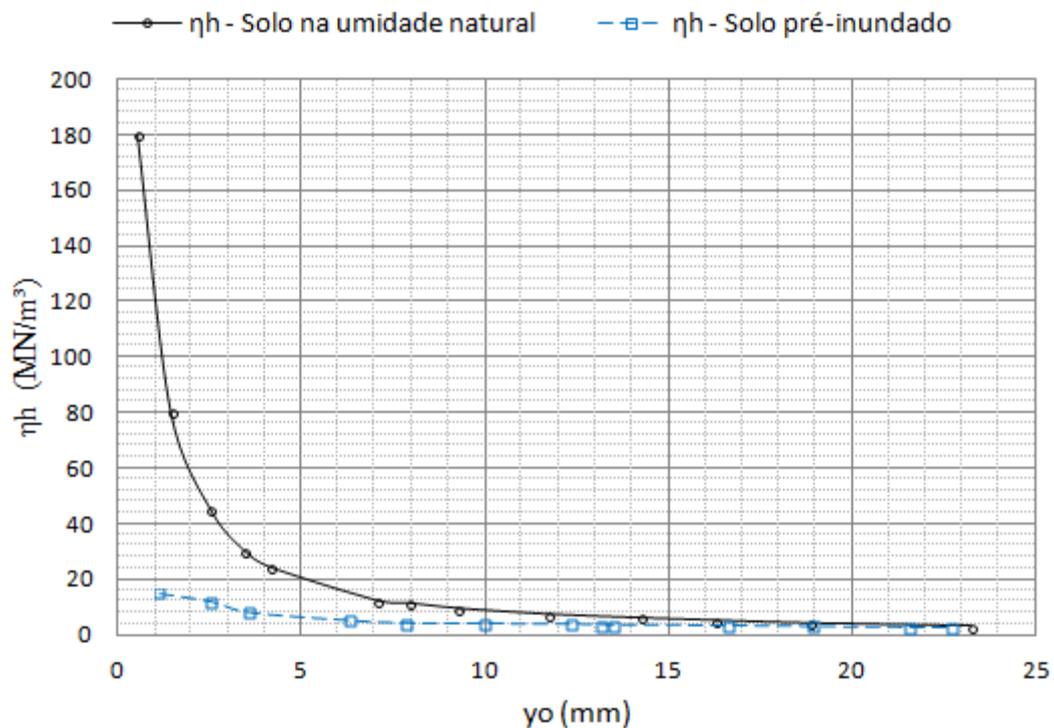


Figura 4.5 - Curva η_h versus deflexão horizontal para estaca isolada com solo na umidade natural e pré-inundado.

As provas de cargas horizontais analisadas nesta pesquisa não foram instrumentadas e, considerando-se que a camada de solo mais superficial tradicionalmente chamado de “argila porosa” tem comportamento hidráulico e mecânico semelhante à de um solo arenoso, o valor de η_h torna-se um importante parâmetro utilizado em métodos analíticos para avaliar o comportamento carga-deflexão a partir da relação definida pela Equação (4.1).

$$k = \eta_h z \quad (4.1)$$

Observa-se, no gráfico de η_h versus y_o , que à medida que o deslocamento da estaca na superfície do terreno (y_o) aumenta, a constante do coeficiente de reação horizontal (η_h) diminui, tendendo a um valor assintótico. Jardim (1998), em sua pesquisa no C.E.UnB, recomenda valores de η_h para estaca escavada dentro de um intervalo de deslocamento de y_o de 4 a 10 mm para o solo na umidade natural, e outro valor para o solo pré-inundado, que varia de 6 a 12 mm.

Nesta pesquisa, adotou-se o valor de η_h referente ao intervalo de deslocamento horizontal de 4 a 10 mm para a condição não inundada, e outro valor de η_h para o intervalo de 9 a 15 mm para a condição inundada. Este intervalo abrange as cargas de trabalho obtida na Tabela 4.1. Considerando-se o valor médio do intervalo de deslocamento horizontal da prova de carga para as duas condições de umidade com $E_p I_p$ constante, obtiveram-se os seguintes valores de η_h , respectivamente para a condição sem e com pré-inundação: $\eta_h = 12000 \text{ kN/m}^3$ para y_o variando entre 4 a 10mm e $\eta_h = 4000 \text{ kN/m}^3$ para y_o variando entre 9 a 15mm.

Na Tabela 4.2, faz-se uma comparação entre os valores médios de η_h , retroanalizados para estaca isolada (EHC1), e os valores obtidos por Jardim (1998) para diversos tipos de estacas. Observa-se que a redução de η_h , após a inundação, foi mais acentuada na estaca EHC1. No entanto, ficou mais próximo dos valores obtidos para estaca escavada retroanalizada por Jardim (1998).

Tabela 4.2 – Comparação entre as constantes do coeficiente de reação horizontal

Tipo de estaca	$\eta_h \text{ (kN/m}^3\text{)}$		Redução (%)
	Umidade natural	Pré-inundado	
Hélice continua – EHC 1	12000	4000	66,0
Escavada	16000	7000	56,2
Raiz	19500	14000	28,2
SCAC	7000	5500	21,4

4.1.4.2. Influência da fissuração do concreto nas constantes do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h)

A retroanálise de (η_h), considerando a rigidez flexional variável, foi feita utilizando-se o método de Alizadeh e Davisson (1970) e a equação de Branson (1965), abordados no Item 2.5. (Apresentado no Apêndice E).

Na Figura 4.6, são apresentadas as curvas η_h versus y_o para as condições com e sem fissuração do concreto com o solo na condição de umidade natural. Observa-se que, para o valor médio do intervalo de deslocamento horizontal de 4 a 10 mm na curva η_h versus y_o com $E_p I_p$ constante, $\eta_h = 12 \text{ MN/m}^3$ e, na curva η_h versus y_o com $E_p I_p$ variável, $\eta_h = 21 \text{ MN/m}^3$.

Portanto, o valor de η_h obtido com $E_p I_p$ variável é 75% maior do que o η_h obtido com $E_p I_p$ constante.

Ainda com relação à Figura 4.6, verifica-se também que, para grandes deslocamentos, a variação da rigidez flexional pouco afeta o valor de η_h , uma vez que a diferença em valores absolutos de η_h retroanalizados com $E_p I_p$ constante e variável é pequena, como já foi observado por diversos autores. No entanto, com deslocamento no nível da carga de trabalho o valor de η_h obtido com $E_p I_p$ variável diverge consideravelmente do valor de η_h obtido com $E_p I_p$ constante.

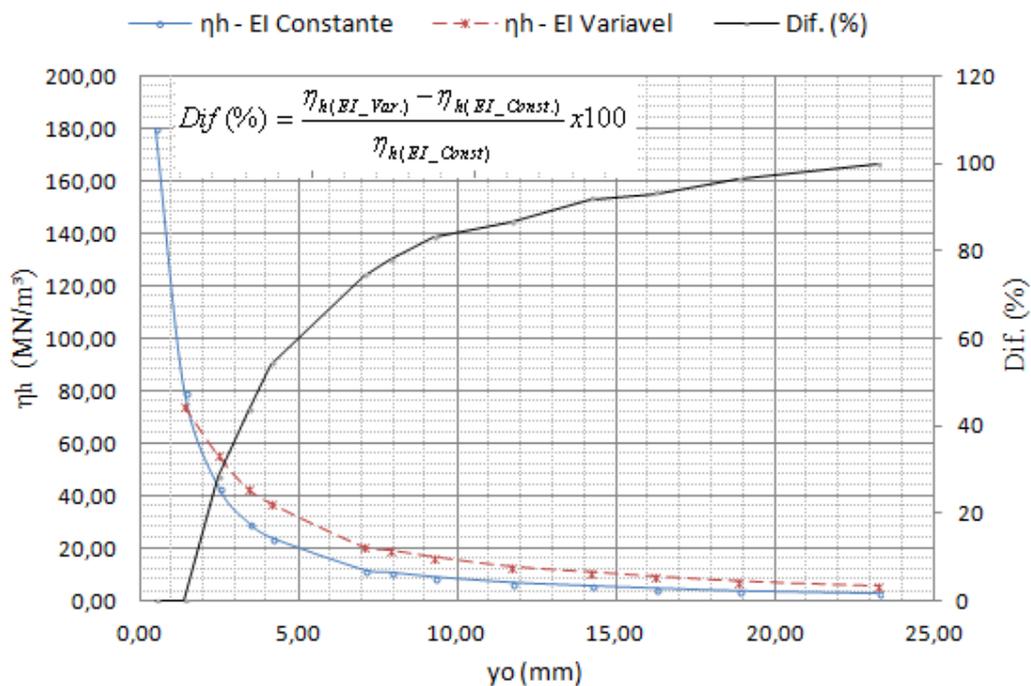


Figura 4. 6 - Curva η_h versus deflexão horizontal para estaca isolada com solo na umidade natural e com a rigidez flexional $E_p I_p$ constante e variável.

Na Tabela 4.3, tem-se o percentual de redução de η_h retroanalizado com solo na umidade natural e inundado, e a diferença percentual de η_h calculado com $E_p I_p$ constante e variável respectivamente pelas Equações (4.2) e (4.3):

$$\text{Redução de } \eta_h (\%) = \frac{\eta_h \text{ Umidade nat.} - \eta_h \text{ P.Inundada}}{\eta_h \text{ Umidade nat.}} \times 100 \quad (4.2)$$

$$Diferença\ de\ \eta_h(\%) = \frac{\eta_h\ E_p I_p\ var. - \eta_h\ E_p I_p\ const.}{\eta_h\ E_p I_p\ const.} \times 100 \quad (4.3)$$

Tabela 4.3 – Comparação entre as constantes do coeficiente de reação horizontal (η_h) analisada com $E_p I_p$ constante e variável.

Tipo de análise	η_h (kN/m ³)		Redução (%)
	Umidade natural 4mm ≤ γ_o ≤ 10mm	Pré-inundado 9mm ≤ γ_o ≤ 15mm	
$E_p I_p$ Constante	12000	4000	66,0
$E_p I_p$ Variável	21000	5500	73,8
Diferença (%)	75,0	37,5	

4.1.4.3 Retroanálise do módulo de Young do solo (E_s) pela teoria elástica de Poulos (1971)

Lima (2001) utilizou a proposta elástica de Poulos (1971) para retroanalisar o módulo de Young do solo. O cálculo procede-se assumindo vários valores para o fator de flexibilidade da estaca (K_r), e, conseqüentemente para os valores dos fatores de influência $I_{\rho H}$ e $I_{\rho M}$. Assim é calculado um conjunto de valores de módulo de Young do solo (E_s). Neste cálculo, a equação do deslocamento definida por Poulos (1971) assume a seguinte forma:

$$E_s = \frac{I_{\rho H} H}{\rho L} + \frac{I_{\rho M} H e}{\rho L^2} \quad (4.4)$$

Considerou-se $H = 20$ kN e $\rho = 6,9$ mm que se refere respectivamente à carga de trabalho e ao deslocamento nesta mesma carga para a estaca isolada (EHC1) com umidade natural. Com solo inundado considerou-se $H = 15,5$ kN e $\rho = 12$ mm, que também se refere respectivamente à carga de trabalho e ao deslocamento na carga de trabalho.

Evidenciando (E_s) pela fórmula do fator de flexibilidade, obtém-se a seguinte equação:

$$E_s = \frac{E_p I_p}{L^4 K_R} \quad (4.5)$$

Onde:

$I_{\rho H}$ e $I_{\rho M}$ são fatores de influência obtidos em ábacos formulados pelo autor;

E_p = módulo de Young da estaca;

I_p = momento de inércia da estaca;

ρ = deflexão lateral da estaca medida na prova de carga;

H = carga horizontal aplicada na prova de carga;

e = distância do ponto de aplicação da carga à superfície do terreno;

L = comprimento da estaca;

K_R = fator de flexibilidade da estaca, definido pela Equação (4.6).

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot L^4} \quad (4.6)$$

Pela Equação (4.5) para diversos valores de K_R , obtêm-se E_s . Determina-se, por interseção das curvas obtidas pelas Equações (4.4) e (4.5), os valores retroanalísados de E_s e K_R para a carga de trabalho.

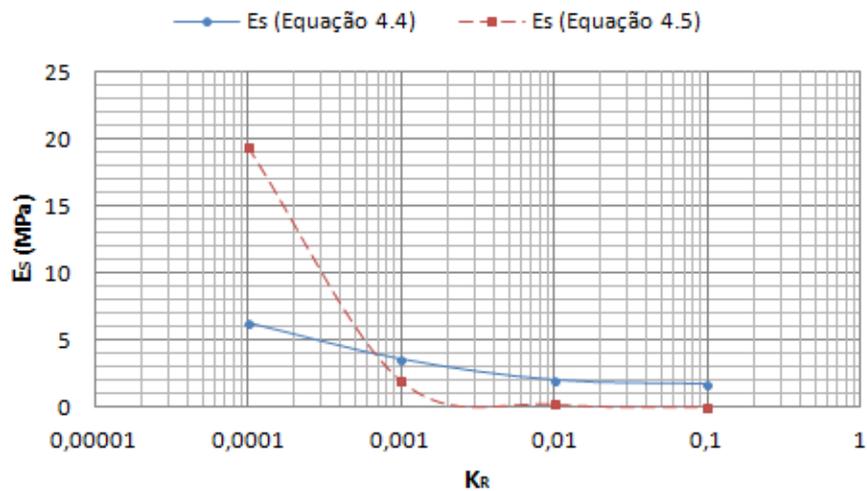


Figura 4. 7 – Retroanálise do módulo de Young do solo na umidade natural.

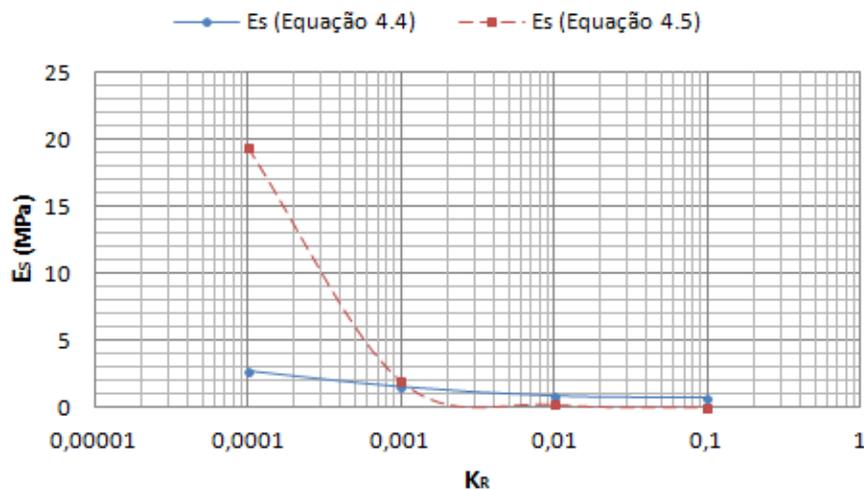


Figura 4. 8 – Retroanálise do módulo de Young do solo na condição pré-inundado.

Nas Figuras 4.7 e 4.8, na interseção das curvas E_s (Equação 4.4) com a curva E_s (Equação 4.5), obtém-se o módulo de Young do solo (E_s) na condição de umidade natural 4,0 MPa e, na condição pré-inundada, 1,5 MPa. Portanto, a pré-inundação provocou a redução em 62,5% do módulo de Young do solo.

Em relação ao módulo de Young 4,0 MPa e 1,5 MPa retroanalisado respectivamente com solo na umidade natural e pré-inundado, verificou-se que estes valores encontram-se dentro da variação de 1 a 8 MPa, definida por Cunha (1999).

4.1.5 Efeito da pré-inundação em solo colapsível

A seção anterior mostra que a colapsividade é fortemente evidenciada pela redução dos parâmetros da constante do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h) em 66%, e o módulo de Young do solo (E_s), em 62,5%, após a inundação.

O efeito da pré-inundação em solos com características colapsíveis nas estacas solicitadas por carregamento horizontal, foi analisado por diversos autores. Entre eles, estão Lima (2001), Miranda Junior (2006), Almeida (2008), que encontraram uma acentuada redução na capacidade carga horizontal da estaca em solo na condição pré-inundada. Este efeito foi comprovado em todas as estacas ensaiadas no Campo Experimental da UnB por Jardim (1998) e, nesta pesquisa, a redução da carga de ruptura e o aumento do deslocamento para a estaca isolada e em grupo com o solo na condição pré-inundado são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4. 4 – Redução da carga de trabalho e aumento do deslocamento.

Estacas	Solo com umidade natural			Solo pré-inundado			Redução da carga de trabalho (%)	Aumento do deslocamento na carga de trabalho (%)
	Carga de Ruptura(kN)	Carga de Trabalho (kN)	$\gamma_{trab}/D(\%)$	Carga de Ruptura(kN)	Carga de Trabalho (kN)	$\gamma_{trab}/D(\%)$		
EHC 1	34	17	1,7	29	14,5	3,9	14,7	129
EHC 2	116	58	2,0	96	48	3,3	17,2	65
EHC 3	178	89	1,0	148	74	1,8	16,8	80

Considerou-se o percentual de redução da carga de ruptura e o aumento do deslocamento relativo com o solo na condição pré-inundado calculado respectivamente pelas Equações (4.7) e (4.8):

$$\text{Redução da carga}(\%) = \frac{\text{carga Umidade nat.} - \text{carga P.Inundada}}{\text{carga Umidade nat.}} \times 100 \quad (4.7)$$

$$\text{Aumento do desloc.}(\%) = \frac{\text{desloc. P.inundada} - \text{desloc. umidade nat.}}{\text{desloc. Umidade nat.}} \times 100 \quad (4.8)$$

4.1.6 Previsão versus medição da carga de ruptura da estaca isolada

Pelo critério de rigidez de Broms (1964), constata-se que as estacas analisadas nesta pesquisa são classificadas como flexíveis, também chamadas de estacas longas. Neste caso, admite-se que a ruptura acontece na estaca quando o momento máximo induzido na estaca, pela carga horizontal aplicada no topo da mesma, atinge o momento de plastificação da estaca (M_{yield}) em uma dada profundidade.

O momento de plastificação da estaca foi calculado utilizando-se o diagrama de interação apresentado por Alonso (1989) com os parâmetros de resistência e de geometria da estaca resumidos na Tabela 3.6. O valor calculado de (M_{yield}) foi de 49,2 kNm. O cálculo do momento de plastificação encontra-se no Apêndice D.

Com objetivo de determinar a espessura da camada de solo relevante na avaliação da carga última horizontal da estaca, utilizou-se o método de Davisson e Robinson (1965) para obter o comprimento de engastamento (L_f), o qual foi determinado a partir da superfície do terreno para cada valor de η_h obtido do gráfico η_h versus y_o da Figura 4.5. Para tanto, determinou-se o adimensional (J_T) e, com o valor de (J_T) e o gráfico proposto pelos autores, encontrou-se o outro adimensional (S_T); então com os valores de S_T e T pela Equação (4.10), calculou-se o comprimento de engastamento (L_f). Esses adimensionais são definidos como:

$$J_T = \frac{e}{T} \quad (4.9) \quad S_T = \frac{L_f}{T} \quad (4.10)$$

Onde:

L_f = comprimento de engastamento;

$$T = \text{rigidez estaca-solo calculado pela equação } T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} \quad (4.11)$$

e = excentricidade entre a aplicação da carga horizontal e a superfície do terreno.

O valor de L_f é apresentado na Tabela 4.5, juntamente com os valores de J_T , S_T , para a condição de umidade natural do solo. Utilizando-se a mesma verificação de Miguel e Cintra (1996), citados por Miguel et. al. (2001), é apresentada a curva L_f versus y_o , na Figura 4.9. Observa-se que, à medida que os valores de y_o aumentam, os valores do comprimento de engastamento (L_f) também aumentam e os valores máximos L_f estimados não ultrapassaram a espessura da camada superficial de 3m.

Portanto, confirma-se que o comportamento da estaca ensaiada, neste trabalho, é governado exclusivamente pela camada superficial de espessura de 3m. Deste modo, na aplicação de métodos de previsão da carga de ruptura, serão considerados os parâmetros geotécnicos referentes somente a esta camada. Segundo Palocci (1998), a coesão efetiva de $C'=11$ kPa e ângulo de atrito efetivo de $\phi'=27,9^\circ$, obtidos via ensaios triaxiais do tipo CKoD, constituem parâmetros de resistência dos três primeiros metros próximos à superfície.

Tabela 4. 5 – Valores dos adimensionais (J_T) e (S_T) e do comprimento de engastamento (L_f).

T(m)	$J_t(-)$	$S_t(-)$	$L_f(m)$	$y_o(mm)$
0,26	1,88	1,8	0,4	0,04
0,97	0,52	1,8	1,8	9,25
1,22	0,41	1,9	2,3	23,40

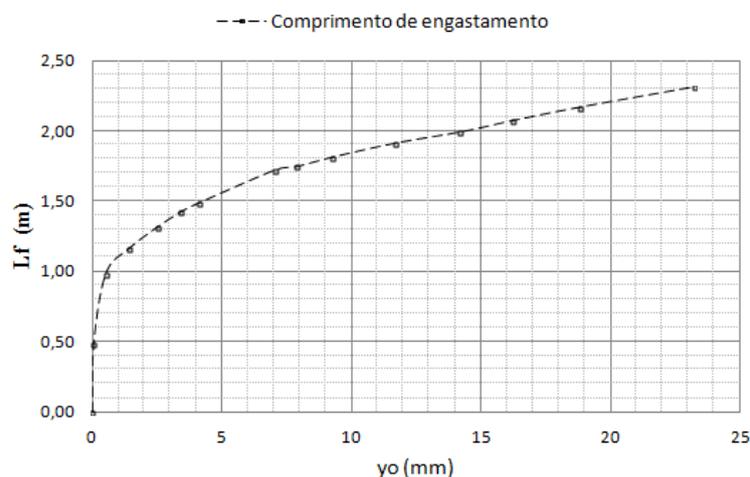


Figura 4. 9 – Curva (L_f) versus deslocamento horizontal na superfície (y_o). Provas de carga na condição de umidade natural

A “argila porosa” de Brasília é um solo não saturado com característica coesiva-friccional. No entanto, o clássico método de previsão de capacidade de carga de Broms (1964a,b) é válido para solo puramente coesivo (não drenado) e solo puramente arenoso (drenado). Diante deste

problema, Cunha (2011) propôs avaliar a capacidade de carga horizontal pela parte friccional do solo usando o método de Broms (1964b) e considerando o ângulo de atrito efetivo e, também, estimar a capacidade de carga horizontal pela parte coesiva do solo pelo método de Broms (1964a). Neste caso, adotou-se o procedimento de Lima (2001), no qual ele obtém, de maneira “aproximada” (teoricamente não válida), uma solução gráfica usando a coesão drenada (C') em vez da coesão não drenada (C_u).

Na Tabela 4.6, são apresentados os parâmetros e os resultados da previsão da carga de ruptura calculada pelo método de Broms (1964a,b), considerando a estaca com topo livre embutida na “argila porosa” de Brasília. Observa-se que as duas formas de cálculo levam a resultados superiores à carga de ruptura obtida pelo critério de ruptura convencional de 25 mm, sendo que o método de Broms (1964a) ficou mais próximo, ou seja, 11% superior ao valor experimental.

Tabela 4. 6 – Previsão da carga de ruptura da estaca isolada com umidade natural

Estaca	e (m)	d (m)	C' (kN/m ²)	ϕ'	γ (kN/m ³)	M_{yield} (kN.m)	Broms (1964b) (kN)	Broms (1964a) (kN)	Carga de ruptura (kN)
EHC1	0,5	0,3	11	27,9	13,5	49,2	43	38	34

Onde: carga de ruptura é obtida pelo critério da ruptura convencional para um deslocamento horizontal de 25 mm; Broms (1964a), para solo puramente coesivo, e Broms (1964b), para solo puramente friccional.

Onde:

γ = peso unitário natural do solo de fundação, [FL⁻³];

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo;

c' = coesão efetiva do solo, [FL⁻²];

M_{yield} = momento de plastificação da estaca, [FL];

4.2 ANÁLISE CARGA-DESLOCAMENTO HORIZONTAL

A estaca carregada lateralmente é um problema complexo, no qual a solução baseada em modelos discretos, “solo de Winkler”, transforma o problema real (Figura 4.10a) em um modelo físico (Figura 4.10b). Para resolver o modelo físico, utiliza-se um modelo matemático (Equação de Governo, Condições Iniciais) e, para resolver a equação diferencial de quarta ordem do modelo matemático, utilizou-se o método das diferenças finitas, de modo a se obter

uma resposta quantitativa dos parâmetros avaliados (deslocamento lateral, momento fletor e força cisalhante).

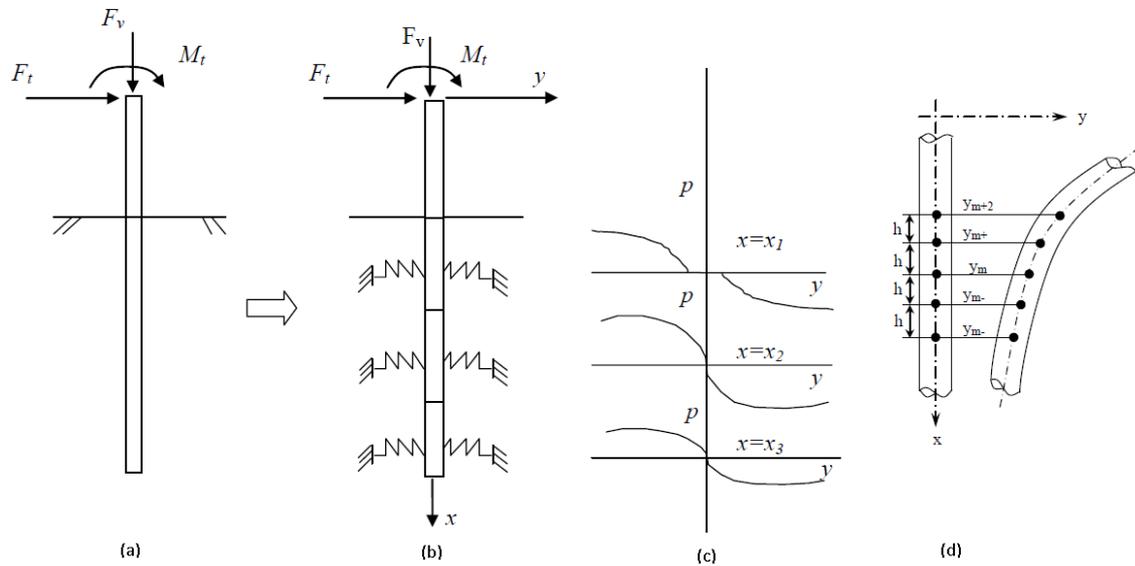


Figura 4.10 – Esquema de carregamento da estaca e reação do solo (adaptado, Van Impe e Reese, 2001)

No método das curvas p-y, a Equação (4.12) que modela o problema da estaca carregada lateralmente é resolvida pelo método das diferenças finitas em que o módulo de reação horizontal do solo (K) com dimensão $[FL^{-2}]$ é a inclinação da reta secante à curva p-y, e a estaca é modelada como uma viga apoiada sobre base elástica com a rigidez flexional ($E_P I_P$). Trata-se, portanto, de um problema unidimensional, como mostrado na Figura 4.10.

$$E_P I_P \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + K(z) \cdot y = 0 \quad (4.12)$$

No presente trabalho, estuda-se o comportamento e a interação solo-estacas carregadas lateralmente, de forma monotônica, considerando a rigidez flexional ($E_P I_P$) constante e variável, e combinando a simulação numérica através do programa LPILE com a experimentação por meio de provas de cargas reais como via de calibração e validação das curvas p-y, ou seja, a relação carga-deslocamento é analisada seguindo as etapas indicada no fluxograma mostrado na Figura 3.13.

Uma etapa importante e trabalhosa na aplicação do método das curvas p-y é a sua obtenção. Para facilitar esta etapa, o programa LPILE tem procedimentos especiais, que estão

programados para compor as curvas p-y para solos em camadas, e alternativamente, o usuário pode ainda inserir manualmente qualquer outra curva p-y, gerada externamente. Deste modo, a análise da relação carga-deflexão implica uma escolha adequada do método de obtenção das curvas p-y que modela a reação horizontal do solo e a forma como a rigidez flexional ($E_p I_p$) da estaca será avaliada no cálculo, ou seja, constante ou variável. Neste contexto, são definidos os seguintes passos no uso do programa LPILE:

4.2.1 Calibração numérica

O processo de calibração numérica é simples, pois a estaca é modelada como elemento de barra (1D) e o solo por elemento de molas, ou seja, é um problema unidimensional resolvido em diferenças finitas. Necessita-se de poucas análises iniciais associadas à escolha do número de segmentos em que a estaca será subdividida, além da especificação da tolerância que define o truncamento das iterações e a definição do número máximo de iterações permitidas.

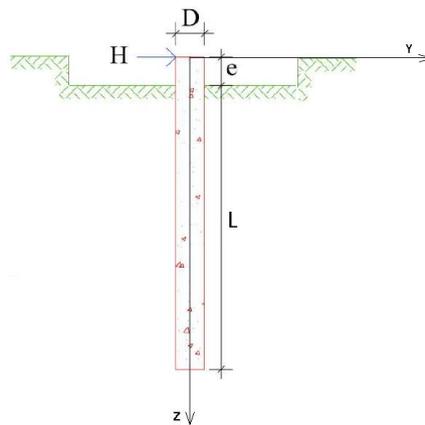


Figura 4. 11 – Dimensões da estaca.

A Figura 4.11 mostra as dimensões ($D=0,3\text{m}$, $e=0,5\text{m}$ e $L=7,5\text{m}$) da estaca isolada que foi considerada na calibração numérica:

Na Figura 4.12, tem-se a curva carga *versus* deflexão do topo da estaca, calculada com a estaca subdividida em 50, 100, 150 e 200 segmentos, em que se observa que as curvas carga *versus* deflexão calculadas com 150 e 200 segmentos ficaram próximas. A diferença do deslocamento calculado para a carga de trabalho de 17 kN (com os dados da Tabela 4.7) foi de apenas 0,12mm. Esta diferença é insignificante comparada às incertezas e simplificações

assumidas no método das curvas p-y, portanto, considerou-se, nesta dissertação, a estaca com 150 subdivisões.

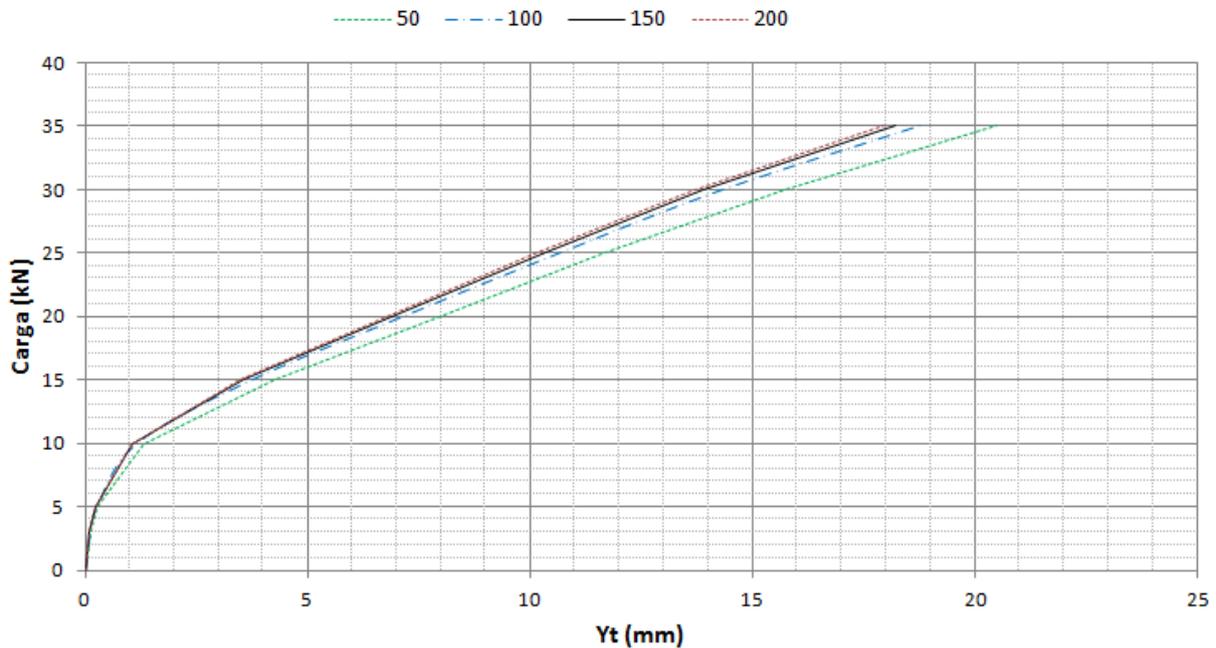


Figura 4. 12—curva carga *versus* deflexão do topo da estaca isolada (EHC1), calculada com a estaca subdividida em 50, 100, 150 e 200 segmentos.

Verificou-se que, quando se muda a tolerância de convergência de 10^{-5} m para 10^{-6} m, obtém-se uma diferença no valor da deflexão do topo da estaca na ordem de 10^{-2} mm. Portanto pelas mesmas razões citadas no parágrafo anterior, considera-se, nesta dissertação, que o resultado é satisfatório com a tolerância de convergência de 10^{-5} m e o máximo de 100 iterações.

4.2.2 Análise da relação carga-deflexão em solo sem inundação

A partir deste item, inicia-se efetivamente a análise da relação carga-deflexão, com solo na condição de umidade natural. Com a intenção de facilitar o entendimento da metodologia aplicada, anotou-se, a partir do Item 4.2.2.1 ao 4.2.2.10, ao lado do título, a fase em que se encontra na análise da relação carga-deflexão. As fases estão situadas no fluxograma apresentado na Figura 3.13.

4.2.2.1 Obtenção das curvas p-y para carregamento estático de curta duração – Fase 01

Na busca das curvas p-y que melhor modelam a reação lateral não linear do solo, selecionaram-se três métodos para serem testados. Adotaram-se aqui o método de Brinch

Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999); o método para “solo C-Ø” de Reese (1997), que considera a característica coesiva-friccional da “argila porosa” de Brasília; e o método proposto por Reese (1974) para solos arenosos que, neste caso, considera apenas a parcela friccional do solo.

1) Método de Brinch Hansen (1961):

O método de obtenção das curvas p-y pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999), não faz parte do algoritmo do LPILE, portanto esse método não é calculado internamente por este programa. A alternativa encontrada foi calcular as curvas p-y em uma planilha Microsoft Office Excel através das formulações apresentadas no Item 2.3.2.3, que usa a Equação (2.58) da parábola cúbica com os dados geotécnicos mostrados na Tabela 4.7. As curvas p-y obtidas nesta abordagem são inseridas no LPILE na forma de pares ordenados (p, y). A planilha de cálculo encontra-se no Apêndice C.

Tabela 4.7 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo das curvas p-y pelo Método de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999).

Camada	Profundidade (m)	Guimarães (2002)			Palocci (1998)
		γ (kN/m ³)	c' (KPa)	ϕ' (^o)	ϵ_{50} (-)
I	0-2	13,5	20	26,2	0,04
II	2-4	14,3	22	26,7	0,03
III	4-6	14,6	25	27,0	0,02
IV	6-8	15,9	43	26,8	0,02

Onde os parâmetros referentes às Tabelas 4.7, 4.8 e 4.9, são:

γ = peso unitário natural do solo de fundação, [FL⁻³];

ϕ' = Ângulo de atrito interno efetivo;

c' = coesão efetiva do solo, [FL⁻²];

ϵ_{50} = Deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio, determinada em ensaio triaxial;

$$k_h = \text{coeficiente de reação horizontal do solo [FL}^{-3}\text{]} \quad - \quad k_h = \eta_h \frac{z}{B} \quad (4.13)$$

Em que:

Z = profundidade;

B = diâmetro ou largura da estaca;

η_h = constante do coeficiente de reação horizontal (retroanalísado).

2) Método “solo C-Ø” de Reese (1997):

Os parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE são mostrados na Tabela 4.8, sendo que o valor do coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) é calculado pela Equação (4.13) a partir da constante do coeficiente de reação horizontal do solo $\eta_h = 12 \text{ MN/m}^3$ retroanalizado da prova de carga da estaca isolada com solo na umidade natural e $E_p I_p$ constante (Tabela 4.8).

Tabela 4. 8 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo Método do “solo C-Ø” de Reese (1997).

Camada	Profundidade (m)	Guimarães (2002)			Palocci (1998)	Retroanalizado
		γ (kN/m ³)	c' (KPa)	ϕ' (^o)	ϵ_{50} (-)	k_h (MN/m ³)
I	0-2	13,5	20	26,2	0,04	40
II	2-4	14,3	22	26,7	0,03	120
III	4-6	14,6	25	27,0	0,02	200
IV	6-8	15,9	43	26,8	0,02	280

Obs.: No cálculo de k_h , considerou-se $B=0,3\text{m}$ e Z a profundidade do meio da cada camada analisada.

3) Método de Reese (1974) para solos arenosos:

Os parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE são mostrados na Tabela 4.9, sendo que o valor de k_h é calculado usando-se o mesmo procedimento do item anterior.

Tabela 4. 9 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo método de Reese (1974).

Camada	Profundidade (m)	Guimarães (2002)		Retroanalizado
		γ (kN/m ³)	ϕ' (^o)	k_h (MN/m ³)
I	0-2	13,5	26,2	40
II	2-4	14,3	26,7	120
III	4-6	14,6	27,0	200
IV	6-8	15,9	26,8	280

Obs.: No cálculo de k_h , considerou-se $B=0,3\text{m}$ e Z a profundidade do meio da cada camada analisada.

4.2.2.2 Escolha das curvas p-y – Fase 02

Neste item, com as curvas p-y obtidas na seção anterior e assumindo as condições de contorno de topo livre, ou seja, força cisalhante (carga aplicada no topo da estaca) e momento fletor nulo, são calculadas as curvas carga *versus* deflexão no LPILE para a estaca isolada. Estas curvas são comparadas com a curva carga *versus* deflexão medida na prova de carga da estaca isolada (EHC1), com objetivo de se escolherem as curvas p-y que proporcionam a melhor correspondência entre a curva carga *versus* deflexão calculada com a curva medida experimental (as curvas p-y encontram-se no Anexo C).

Na sequência, a análise da relação carga-deflexão é subdividida em rigidez flexional ($E_p I_p$) constante e variável e são apresentadas diversas figuras com curvas carga *versus* deflexão calculadas pelo *software* LPILE, nas quais a legenda das curvas carga *versus* deflexão se referem ao método de obtenção das curvas p-y e às condições de engastamento de topo da estaca.

4.2.2.3 Cálculo da curva carga-deflexão com $E_p I_p$ constante – Fase 02

Na Figura 4.13, faz-se uma comparação entre as curvas carga *versus* deflexão do topo da estaca isolada, calculada por três modelos de curvas p-y com a estaca modelada com $E_p I_p$ constante não fissurada e analisada elasticamente pelo programa LPILE. Observa-se que a curva carga *versus* deflexão calculada com as curvas p-y obtida pela teoria de Brinch Hansen (1961), como proposto por Mokwa (1999) e com as curvas p-y obtidas pelo método do “solo C-Ø” de Reese (1997), teve uma razoável correspondência com a curva experimental, medida na prova de carga da estaca (EHC1) no início do carregamento para deslocamento até 5 mm. Comportamento semelhante foi observado nas abordagens elástica da estaca com EPIP não fissurado nos trabalhos de Gonzáles (2014) e Abagnara (2009).

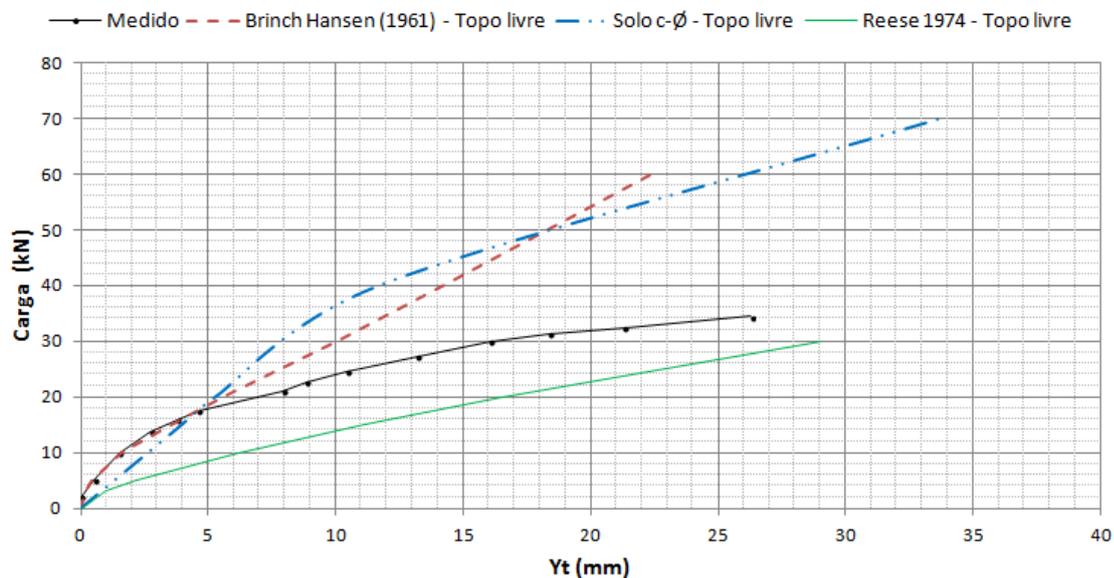


Figura 4. 13 – Curvas carga vs deflexão do topo da estaca isolada calculada por três modelos de curvas p-y, calculada com a $E_p I_p$ constante.

4.2.2.4 Cálculo da curva carga *versus* deflexão com $E_p I_p$ variável – Fase 02

A Figura 4.14 mostra a curva carga *versus* deflexão do topo da estaca calculado pelo *software* LPILE com as curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961), como proposto por

Mokwa (1999), e com as curvas p-y, obtidas pelo método do “solo C-Ø” de Reese (1997), com $E_p I_p$ variável. Neste caso, considera-se a seção do concreto da estaca fissurada, e o *software* LPILE modela a variação da rigidez flexional da estaca pela relação momento-curvatura, mostrada no gráfico da Figura 4.15.

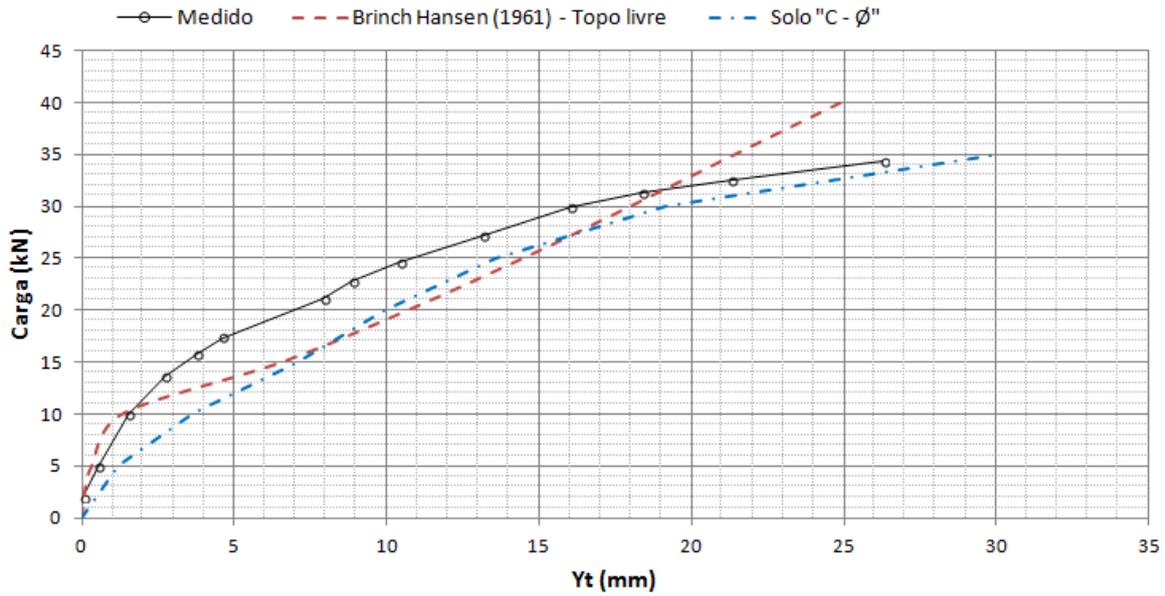


Figura 4. 14 - Curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada, calculada com $E_p I_p$ variável, onde a seção fissurada é modelada pela relação momento-curvatura gerada pelo LPILE.

Observa-se, na Figura 4.14, que a curva carga versus deflexão calculada tem uma razoável correspondência com curva medida, o que é desejável, pois confirma a hipótese assumida de topo livre. Porém, verifica-se que a curva calculada ficou abaixo da curva medida. Nota-se, portanto, que o modelo da relação momento-curvatura gerado internamente pelo LPILE não considera para a seção fissurada o efeito “*tension stiffening*”, como mostrado na Figura 4.15.

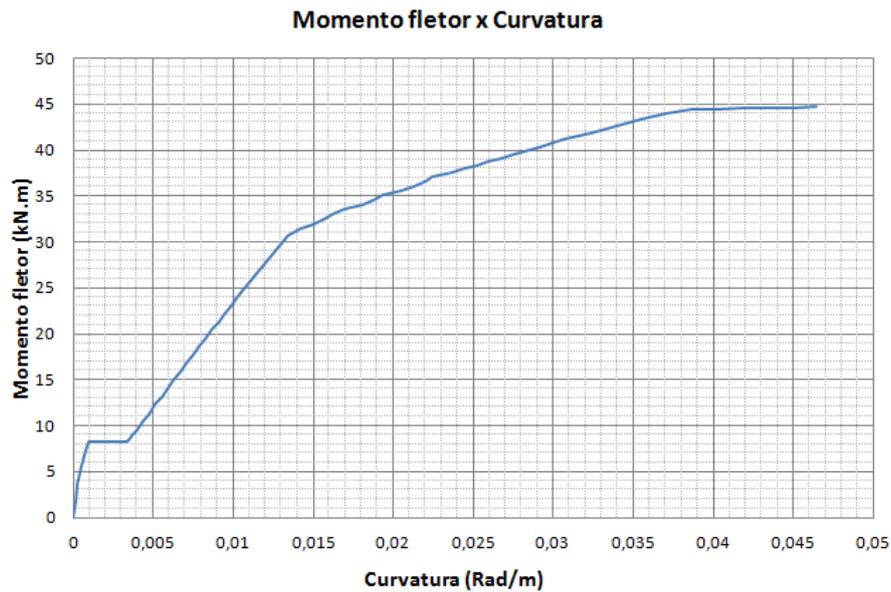


Figura 4. 15 – Curva momento-curvatura que o programa LPILE gera internamente através dos dados de entrada das propriedades do material da estaca.

Na Figura 4.16b, é mostrado um exemplo de diagrama momento-curvatura, no qual existe a contribuição do concreto íntegro entre as fissuras, ou seja, considera-se para a seção fissurada o efeito “*tension stiffening*”, que é representada pela área hachurada do gráfico adaptado de Silva (2012).

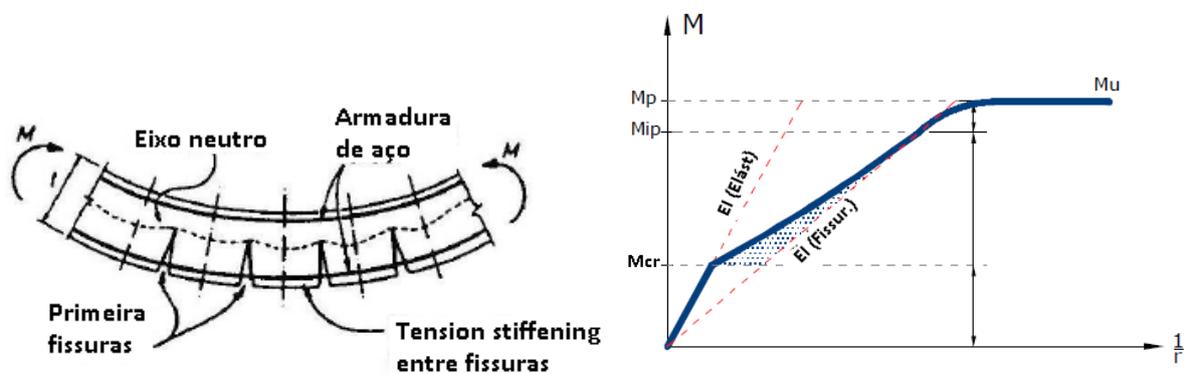


Figura 4. 16 – (a) Seção fissurada (Adaptado de Abagnara, 2009); (b) Diagrama momento-curvatura (Adaptado de Silva, 2012).

Com objetivo de considerar a contribuição do concreto entre as fissuras na curva momento-curvatura, foi calculada, em uma planilha Microsoft Excel 2007, a curva momento-curvatura bi-linear, considerando-se o modelo de Bronson (1965), o que resultou nos gráficos apresentados nas Figuras 4.17a e 4.17b.

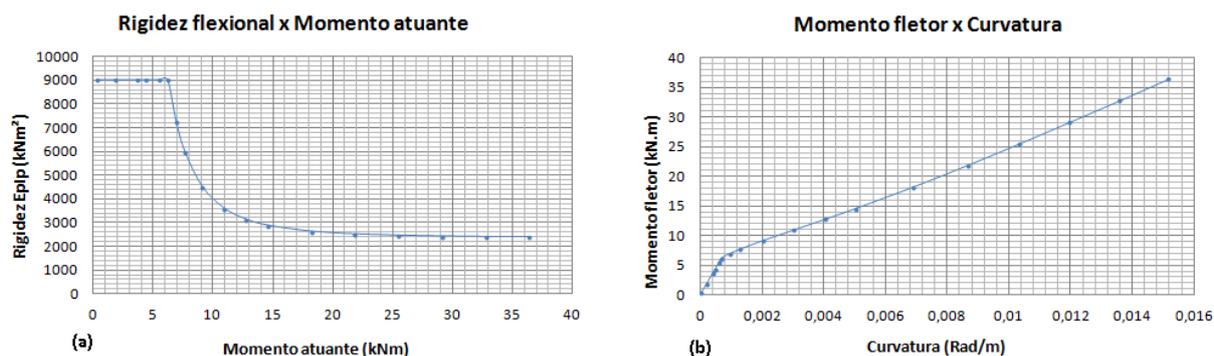


Figura 4. 17 - (a) Relação rigidez flexional vs momento fletor atuante; (b) Momento vs curvatura bi-linear calculado em um planilha Microsoft Excel.

A relação momento fletor atuante (M_a) *versus* rigidez flexional ($E_p I_p$) calculado externamente representado pelo gráfico da Figura 4.17(a) foi inserido manualmente no LPILE na forma de pares ordenados ($E_p I_p$, M_a), como mostrado na Tabela 4.10.

Tabela 4. 10 – Pares ordenados (M_a , $E_p I_p$) de entrada no LPILE para gerar a curva momento *versus* curvatura.

Mult (kNm) = 36,4		
Ma/Mult	Ma (kNm)	(E _p I _p) _{ef} (kNm ²)
0,01	0,36	9.010,14
0,05	1,82	9.010,14
0,10	3,64	9.010,14
0,12	4,37	9.010,14
0,15	5,46	9.010,14
0,17	6,19	9.010,14
0,19	6,92	7.239,45
0,21	7,64	5.975,28
0,25	9,10	4.504,98
0,30	10,92	3.603,57
0,35	12,74	3.145,12
0,40	14,56	2.887,74
0,50	18,20	2.632,83
0,60	21,84	2.520,15
0,70	25,48	2.462,84
0,80	29,12	2.430,67
0,90	32,76	2.411,24
1,00	36,40	2.398,81

Gonzáles (2014) cita que, nas estacas de concreto classificadas como flexível ou longa, o modelo linear elástico não consegue reproduzir o comportamento. Logo, uma alternativa foi considerar uma rigidez elástica no início da prova de carga ($EI_{Elástica}$) e uma rigidez

fissurada ao final (EI_Fissurada). A Figura 4.18 mostra esquematicamente, os pares Momento vs Curvatura, de fissuração (Mf), de utilização (Ms) e escoamento (My), que correspondem respectivamente à rigidez elástica (antes da fissuração), fissurada (estado limite de utilização) e de escoamento (estado limite último), calculado pela Equação (4.14).

$$E_p I_p = \frac{M}{\phi} \quad (4.14)$$

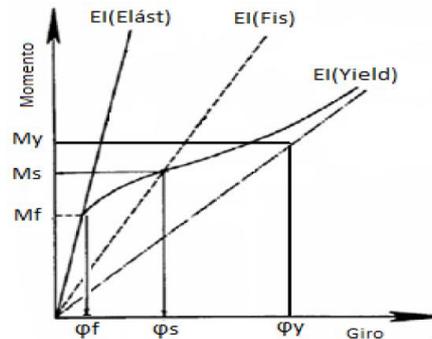


Figura 4. 18 - Momento vs curvatura representativo do comportamento à flexão de uma seção de concreto armado (González, 2014).

Entretanto, quando a estaca é substituída por um elemento de barra (1D), a relação momento-curvatura em geral modela satisfatoriamente a degradação da rigidez com o aumento do momento fletor. Nessa linha de abordagem, encontra-se o programa LPILE utilizado nesta dissertação.

Vale ressaltar que o diagrama bi-linear, mostrado na Figura 4.18, é definido por dois pontos, sendo que o primeiro (mf, φf) define o início da fissuração, e o segundo (my, φy) define o início da plastificação da seção da estaca. Abagnara (2009) recomenda a utilização do diagrama momento-curvatura bi-linear para modelar a variação da rigidez flexional com a fissuração do concreto.

A Figura 4.19 apresenta o gráfico da curva carga *versus* deflexão calculada com $E_p I_p$ variável, em que a seção fissurada do concreto da estaca é modelada pela relação momento-curvatura bi-linear, mostrada na Figura 4.17 (b). Comparando-se o gráfico da Figura 4.14 com o gráfico apresentado na Figura 4.19, verifica-se que, neste último gráfico, ocorreu uma melhor correspondência entre a curva medida na prova de carga da estaca EHC1 com a curva simulada no LPILE na condição ora avaliada de topo livre e $E_p I_p$ variável.



Figura 4. 19 - Curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada, calculada com $E_p I_p$ variável, em que a seção fissurada é modelada pela relação momento-curvatura bi-linear.

Na mesma Figura 4.19, observa-se que a curva carga *versus* deflexão calculada com as curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) como proposto por Mokwa (1999) e com as curvas p-y obtidas pelo método do “solo C-Ø” de Reese (1997), com $E_p I_p$ variável, foram as que ficaram mais próximas da curva carga *versus* deflexão medida na prova de carga da estaca EHC1 com solo na umidade natural.

4.2.2.5 Escolha das curvas p-y para o solo com umidade natural – Fase 02

Neste item, faz-se uma análise comparativa entre as curvas carga *versus* deflexão, calculadas utilizando as curvas p-y obtidas por diferentes métodos, com a curva carga *versus* deflexão medida na prova de carga. Isto é feito para escolher as curvas p-y que proporcionem a melhor correspondência possível entre a resposta medida na prova de carga (EHC1) e a calculada.

Como resultado das análises das curvas p-y com o solo na condição de umidade natural, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- **Curvas p-y analisadas com $E_p I_p$ constante:**
 - Com as curvas p-y calculadas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, conforme proposto por Mokwa (1999) e com a estaca modelada com $E_p I_p$

constante não fissurada e analisada elasticamente pelo programa LPILE, obteve-se uma razoável correspondência entre a curva carga *versus* deflexão calculada com a curva medida na fase inicial do carregamento da prova de carga (EHC1) para deslocamentos até 5 mm, como mostrado na Figura 4.13;

- **Curvas p-y analisadas com $E_p I_p$ variável:**

- As curvas p-y, que foram obtidas pelo método do “solo C-Ø” de Reese (1997) e pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999), proporcionaram a melhor correspondência entre as curvas carga *versus* deflexão calculadas e a medida na prova de carga da estaca EHC1. No entanto, optou-se pelas curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961). Os motivos da escolha são explicados no próximo item e ilustrados com o gráfico mostrado na Figura 4.20.

4.2.2.6 Ajuste das curvas p-y selecionadas – Fase 03

Observa-se, na Figura 4.19, que a curva carga *versus* deflexão calculada com as curvas p-y validadas, ficou próxima da curva experimental, mas não coincidente com ela. Então, para estender a análise das curvas p-y da estaca isolada para o grupo de estacas, Rollins (2006) sugere que se faça um ajuste nas curvas p-y da estaca isolada, através de pequenas alterações nos parâmetros geotécnicos de entrada destas curvas até que a curva carga *versus* deflexão calculada coincida com a curva medida na prova de carga da estaca isolada (EHC1). As alterações dos parâmetros geotécnicos foram feitas dentro da incerteza de cada parâmetro e, para tal, foram utilizados os coeficientes de variação estimados (desvio padrão sobre a média) característicos. Consideraram-se os coeficientes de variação característicos, segundo Assis et. al. (2012), expressos na Tabela 4.11.

Tabela 4. 11 – Valores típicos do coeficiente de variação (Assis et. al. 2012).

Parâmetro	Coefficiente de variação (%)
Peso específico	03 (02 a 08)
Coesão efetiva	40 (20 a 80)
Coesão não drenada	30 (20 a 50)
Ângulo de atrito	10 (04 a 20)

Escolheu-se o ponto (3 mm; 14 kN) da curva carga *versus* deflexão da estaca isolada (EHC1) para se fazer o ajuste, pois o deslocamento de 3 mm corresponde ao deslocamento da carga de

trabalho do grupo de três estacas (EHC3) que será usado, no método GEP, como o ponto de “referência” para estender a curva p-y da estaca isolada para curva p-y do grupo.

Por tentativa, alterou-se a coesão específica de 20 kPa para 24 kPa e o ângulo de atrito de 26,2 para 28 na camada I. Na camada II, alterou-se a coesão específica de 22 kPa para 26 kPa e o ângulo de atrito de 26,7 para 28, para se obter, pela teoria de Brinch Hansen (1961), como proposto por Mokwa (1999) curvas p-y que, inseridas no LPILE, resultaram na curva carga *versus* deflexão coincidente com a curva medida no ponto considerado para ajuste (Figura 4.20).

Na Figura 4.20, observa-se que a curva carga *versus* deflexão calculada com as curvas p-y obtidas pelo método do “solo C-Ø” de Reese (1997) também foi ajustada, porém as curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961), como proposto por Mokwa (1999), resultaram na curva carga *versus* deflexão com melhor correspondência com a curva medida. Então as curvas p-y, obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961), como proposto por Mokwa (1999) serão utilizadas para interpretar a relação carga-deflexão do grupo de estacas.

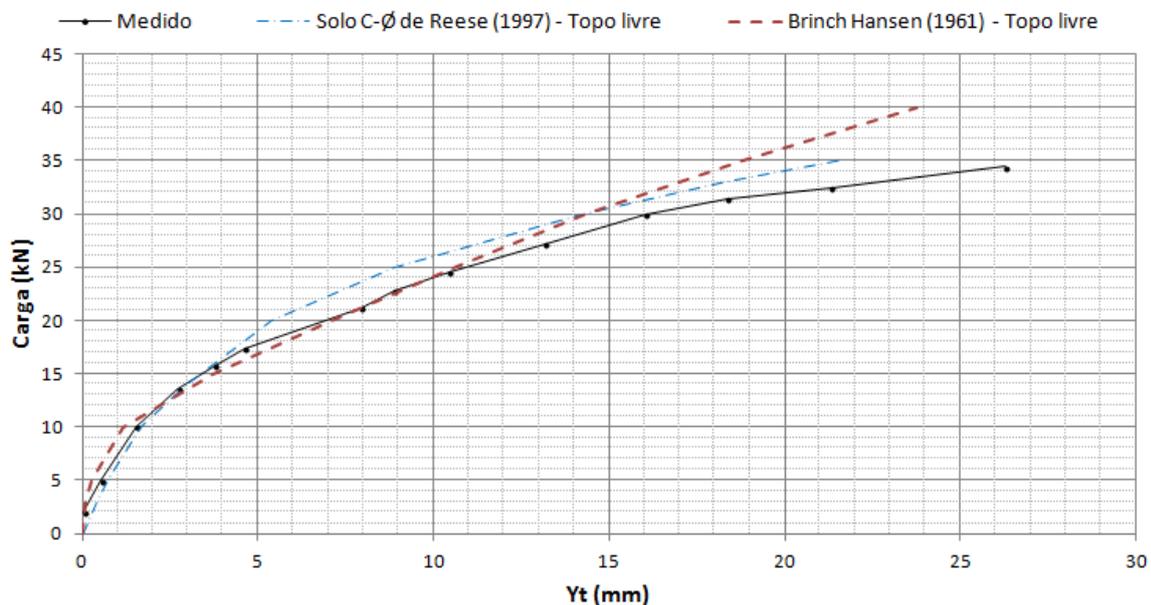


Figura 4. 20 - Curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada ajustada, calculada com $E_p I_p$ variável, em que a seção fissurada é modelada pela relação momento-curvatura bi-linear.

Na Figura 4.21, são apresentadas as curvas p-y, ajustadas para a estaca isolada (EHC1). As curvas p-y do grupo de três estacas, para o solo com a umidade natural, serão obtidas a partir

destas curvas. A seguir, faz-se uma descrição detalhada do método de obtenção das curvas p-y do grupo a partir das curvas p-y da estaca isolada.

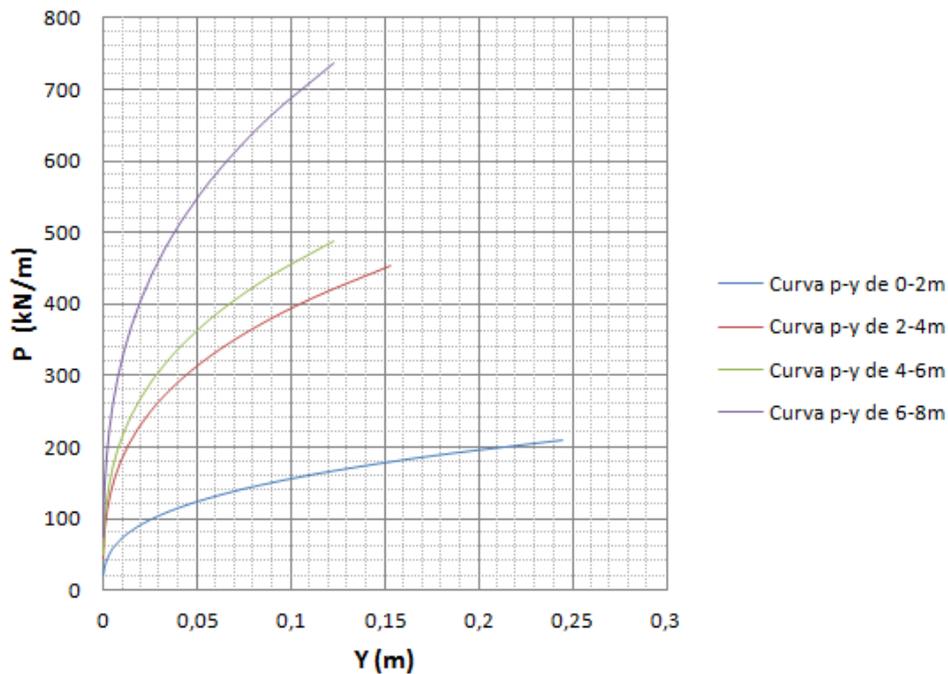


Figura 4. 21 – Curvas p-y validadas e ajustadas para estaca EHC1.

4.2.2.7 Curvas p-y do grupo de estacas – Fase 04

As curvas p-y da estaca equivalente ao grupo são desenvolvidas a partir das curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, conforme proposto por Mokwa (1999), validadas e ajustadas para a estaca isolada com $E_p I_p$ variável (Figura 4.21). A abordagem analítica para o grupo de estacas é similar à abordagem da estaca isolada, exceto que o valor “ P_G ” da estaca equivalente ao grupo é ajustado para levar em conta o número de estacas e a redução da eficiência causada pela interação estaca-solo-estaca. Em outras palavras:

$$P_G = \sum_{i=1}^N p_i \cdot f_{mi} \quad (4.15)$$

Onde p_i é o valor-p para uma estaca isolada, f_{mi} é um fator de redução empírico determinado na Figura 4.22 que multiplica o valor p, e N é o número de estacas no grupo.

A Figura 4.22 apresenta um gráfico para obtenção do fator empírico f_{mi} , em que se observa que o mesmo é concebido para um grupo no qual as estacas estão alinhadas em linhas e colunas e, portanto, não contempla o grupo de três estacas espaçadas 3D em arranjo triangular. Desta forma, optou-se por obter o valor $\sum_{i=1}^N f_{mi}$ por retroanálise, uma vez que a Equação (4.15), segundo Mokwa (1999), pode ser escrita da seguinte forma:

$$P_G = (p \text{ da estaca isolada}) \times \sum_{i=1}^N f_{mi} \quad (4.16)$$

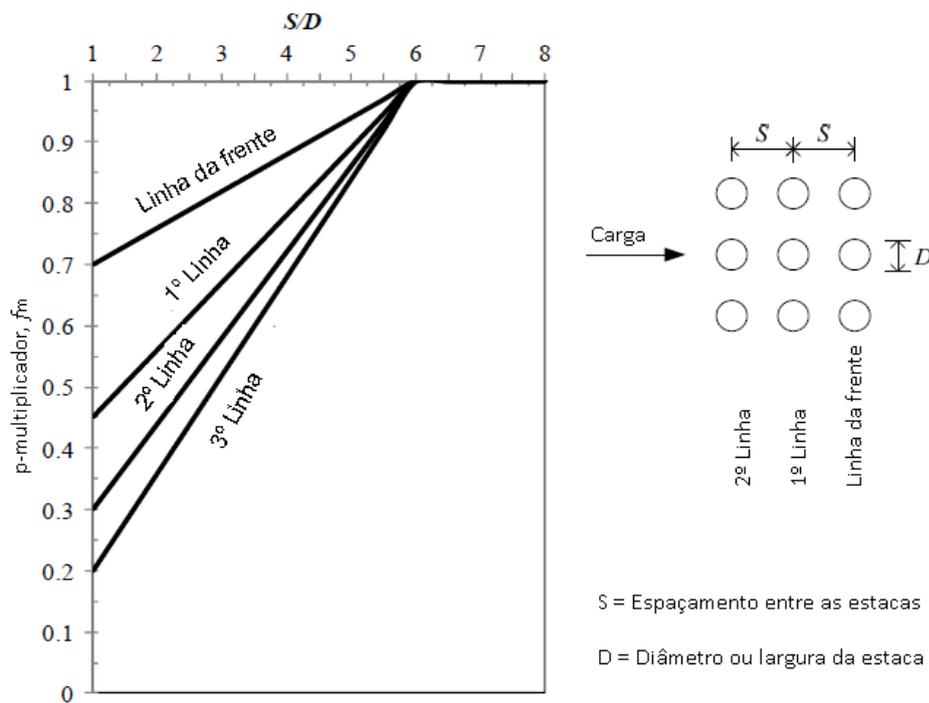


Figura 4. 22 - Determinação do fator multiplicador-p, (f_{mi}), em um grupo de estacas (Mokwa et al. 1999).

Observa-se, na Equação (4.16), que o somatório $\sum_{i=1}^N f_{mi}$ é o fator multiplicador que modifica o valor p da estaca isolada para obter o valor p do grupo (P_G). Por isso, daqui para a frente, este somatório será chamado de fator de modificação (f_m), e o mesmo pode ser estimado pela Equação (4.17), extraída do trabalho de Mokwa (1999).

$$f_m = \sum_{i=1}^N f_{mi} \quad (4.17)$$

Na Equação (4.17), observa-se que o fator de modificação (f_m) das curvas p-y é a soma dos multiplicadores-p (f_{mi}) de cada estaca que compõem o grupo, onde (f_{mi}) é obtido no gráfico da Figura 4.22. Portanto (f_{mi}) é um fator empírico que depende da posição das estacas no grupo e da distância entre as mesmas.

O software LPILE Plus V. 5.0 disponibiliza uma ferramenta chamada de fator de modificação das curvas p-y, que torna possível, ao longo da profundidade de uma estaca isolada, alterar as curvas p-y pelo fator multiplicador-p ou multiplicador-y. Em se tratando do método GEP, o fator multiplicador-p é o fator definido com (f_m). Trata-se de uma constante de multiplicação, que é inserida em cada camada para alterar o valor de p de cada ponto da curva p-y e que, portanto, gera uma nova série de curvas p-y, que inclui o número de estacas e o efeito de grupo, como mostra a Figura (4.23).

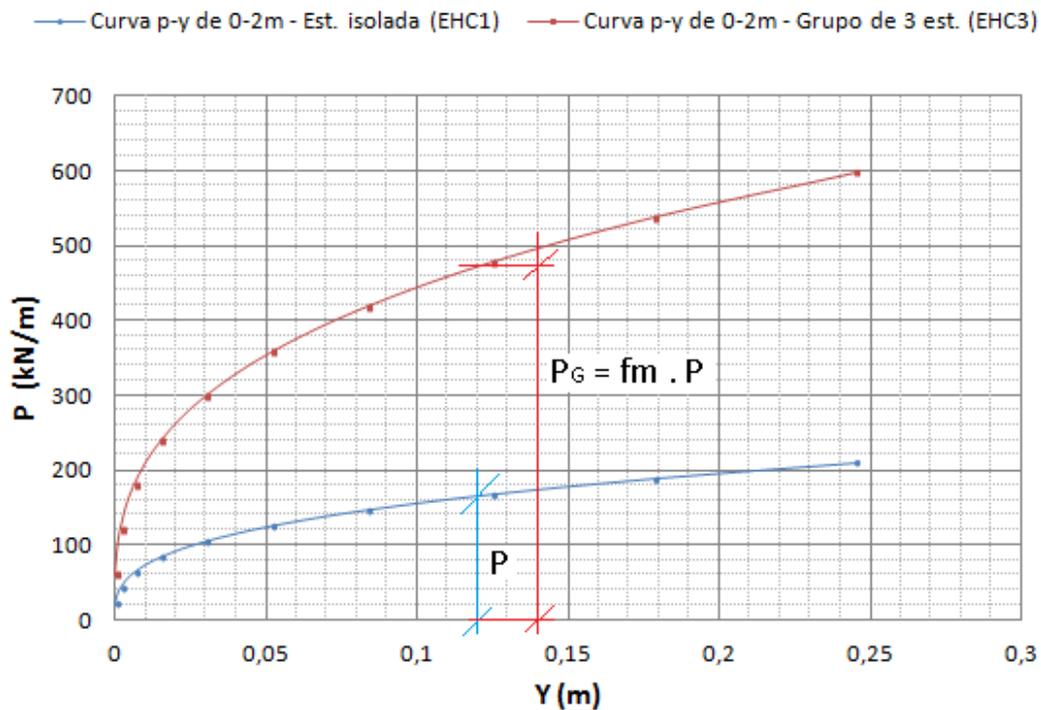


Figura 4. 23 – Curvas p-y para o grupo de três estacas a partir da curva p-y da estaca isolada.

Combinando a Equação (2.86) com a Equação (4.17), obtém-se a Equação (4.18), que permite obter o fator de eficiência do grupo (G_e) através do fator de modificação das curvas p-y (f_m) retroanalísado, em que (N) representa o número de estacas no grupo (No Apêndice B, encontra-se a dedução da Equação (4.18)).

$$G_e = \frac{\sum_{i=1}^N f_{mi}}{N} = \frac{fm}{N} \quad (4.18)$$

4.2.2.8 Condições de contorno do topo da estaca equivalente ao grupo – Fase 04

O grupo de estacas unidas no topo por um bloco de coroamento de concreto, em geral, tem as condições de contorno de topo classificadas como de topo fixo (força cisalhante e rotação nula) ou parcialmente restringido (força cisalhante e rigidez rotacional ($K_{m\theta}$)).

A rigidez rotacional na cabeça da estaca isolada $K_{m\theta}$ foi definida por Matlock (1970) pela Equação (4.19).

$$K_{m\theta} = \frac{M}{\theta} \quad (4.19)$$

Onde M é o momento fletor que resiste à rotação, θ é o valor do ângulo de rotação da cabeça da estaca em radianos. O valor de $K_{m\theta}$ é infinito para a condição de topo fixo (rotação nula), e $K_{m\theta}$ é zero para a condição de topo livre (momento de restrição nulo, $M=0$).

Nesta pesquisa, assumiu-se, para o grupo de três estacas, as condições de contorno de topo fixo. No gráfico apresentado na Figura 4.24, é evidenciado que, para as condições de deslocamento na carga de trabalho, ou seja, 1%D para solo com umidade natural, esta hipótese é suficiente para avaliar resultado de uso prático, uma vez que há uma razoável correspondência entre a curva carga *versus* deflexão calculada com a medida na prova de carga do grupo de três estacas (EHC3).

4.2.2.9 Análise do grupo de três estacas pelo método da estaca equivalente ao grupo - GEP – Fase 04 e 05

Tem-se, na mesma área, prova de carga de estaca isolada e em grupo, no entanto, não é possível aplicar diretamente a Equação 2.77 para calcular o fator de eficiência, uma vez que as condições de engastamento de topo da estaca isolada são do tipo livre e a do grupo é do tipo fixo. Portanto, a relação carga-deflexão da estaca isolada não pode ser comparada

diretamente com uma estaca de dentro do grupo, pois as condições de engastamento diferente implica rigidez rotacional diferente e, conseqüentemente, a relação carga-deflexão também diferente de uma estaca de dentro do grupo. A alternativa encontrada para avaliar o fator de eficiência do grupo foi usar o programa LPILE em conjunto com método GEP para retroanalisar o fator de eficiência.

A Figura 4.25 apresenta a curva carga *versus* deflexão do grupo de três estacas calculadas pelo método GEP, considerando-se $E_p I_p$ variável, com topo fixo e com as curvas p-y validadas para estaca isolada (EHC1). O fator de modificação (f_m) das curvas p-y, obtido por tentativa foi de 2,85, número esse que concebeu a melhor correspondência entre o deslocamento calculado no LPILE e o medido na prova de carga de grupo de três estacas (EHC3) para a carga de trabalho 89 kN (Tabela 4.1). Através da Equação (4.18), calculou-se o fator de eficiência igual a 0,95.

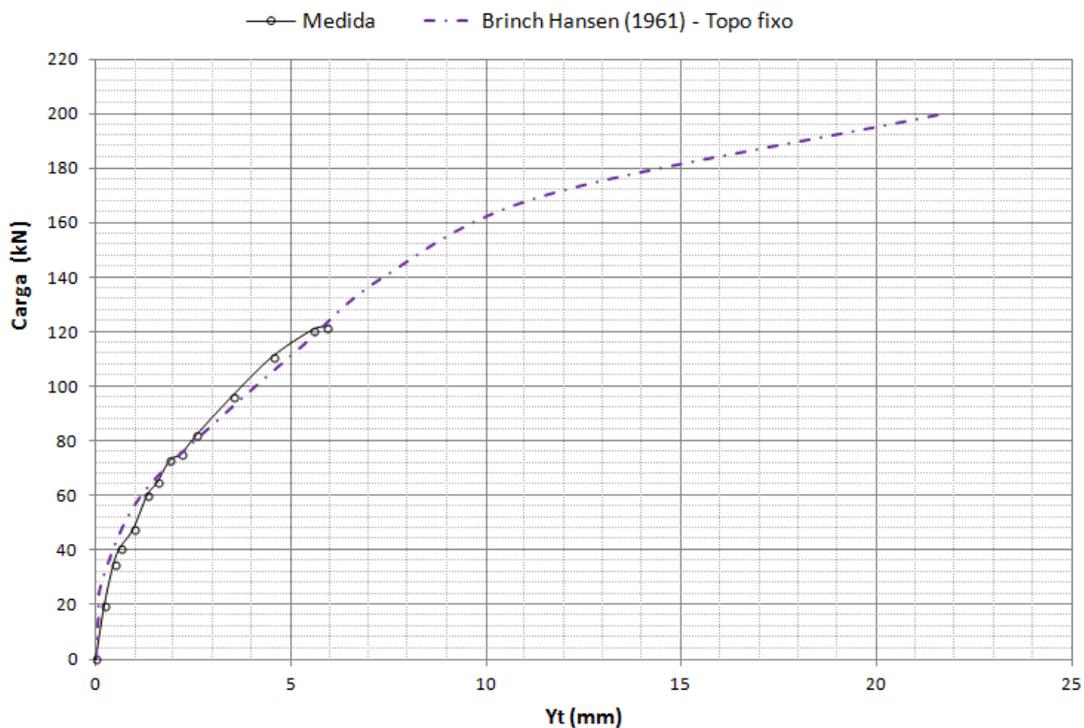
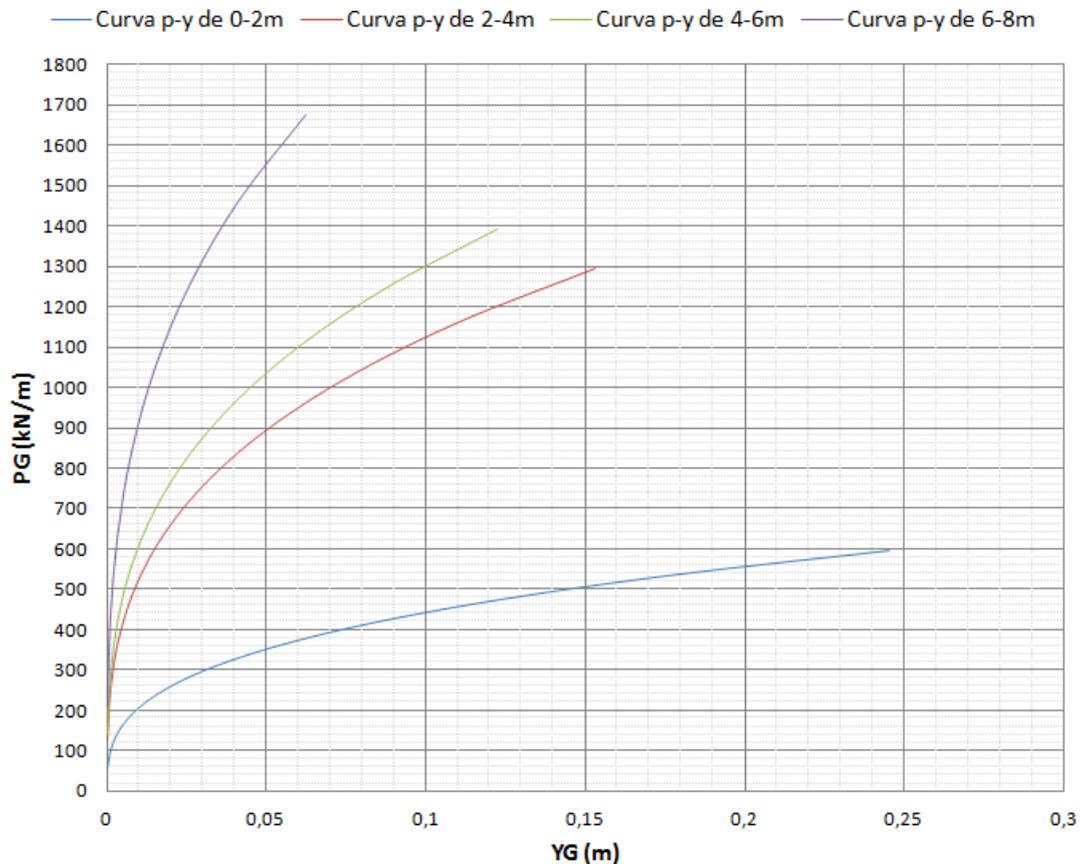


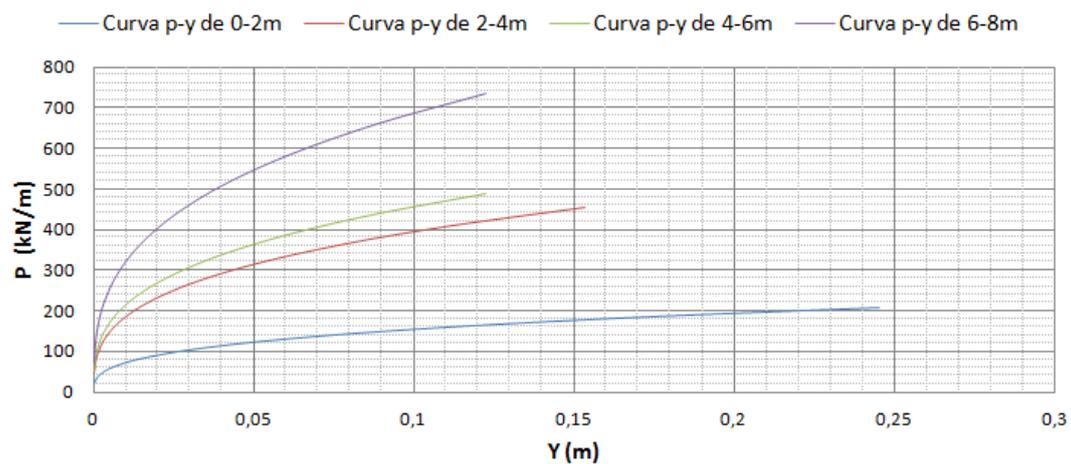
Figura 4. 24 – Curva carga vs deflexão do grupo de 3 estacas calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ variável e com a condições de contorno de topo fixo.

Na Figura 4.25, são apresentadas as curvas p-y ajustadas para estaca isolada e as curvas p-y do grupo de três estacas. Observa-se “ P_G ” igual ao “P” da estaca isolada multiplicada por

2,85. Entretanto, deve-se considerar que esta multiplicação é feita automaticamente no LPILE através do fator multiplicador-p.



(a) Curvas p-y ajustadas do grupo de 3 estacas (EHC3)



(b) Curvas p-y ajustadas da estaca isolada (EHC1)

Figura 4. 25 – (a) Curvas p-y para o grupo de três estacas; (b) Curvas p-y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999).

Nesta pesquisa, o grupo de três estacas foi executado em um arranjo triangular. Paradoxalmente, na revisão bibliográfica, as pesquisas analisadas com grupo de três estacas

encontram-se alinhadas ou lado a lado em relação ao sentido do carregamento. Portanto, não é possível a comparação entre o fator de eficiência obtido nesta pesquisa e os valores da bibliografia, uma vez que o arranjo do grupo influencia no fator de eficiência. Na bibliografia internacional, para o grupo de três estacas, o fator de eficiência encontrado em ensaio experimental para estacas alinhadas e espaçadas 3D varia de 0,65 a 0,81; já para o grupo de três estacas lado a lado e espaçado 3D o fator de eficiência (G_e) pode até ser igual a um.

4.2.2.10 Cálculo dos esforços internos das estacas que compõem o grupo – Fase 06

Nas Figuras 4.26 e 4.27, são apresentados respectivamente o momento fletor e a força cisalhante do grupo de estacas, solicitados pela carga de trabalho de 89 kN, e calculados pelo LPILE em conjunto com o método GEP.

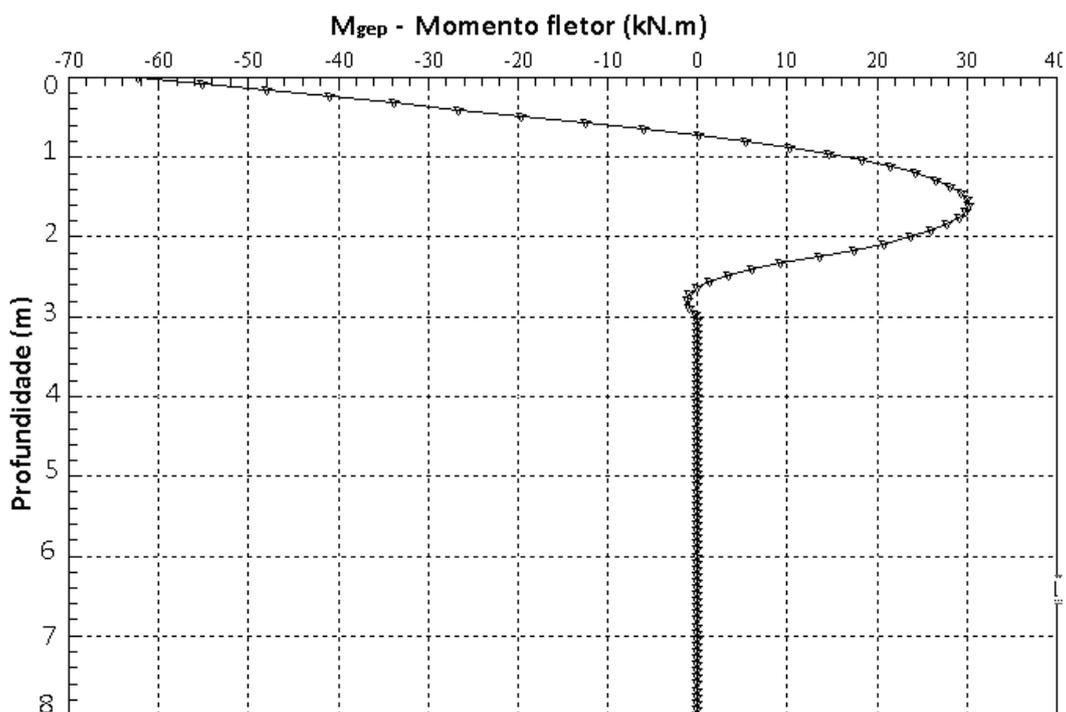


Figura 4. 26 – Gráfico do momento fletor *versus* profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de 3 estacas, obtido pelo método GEP.

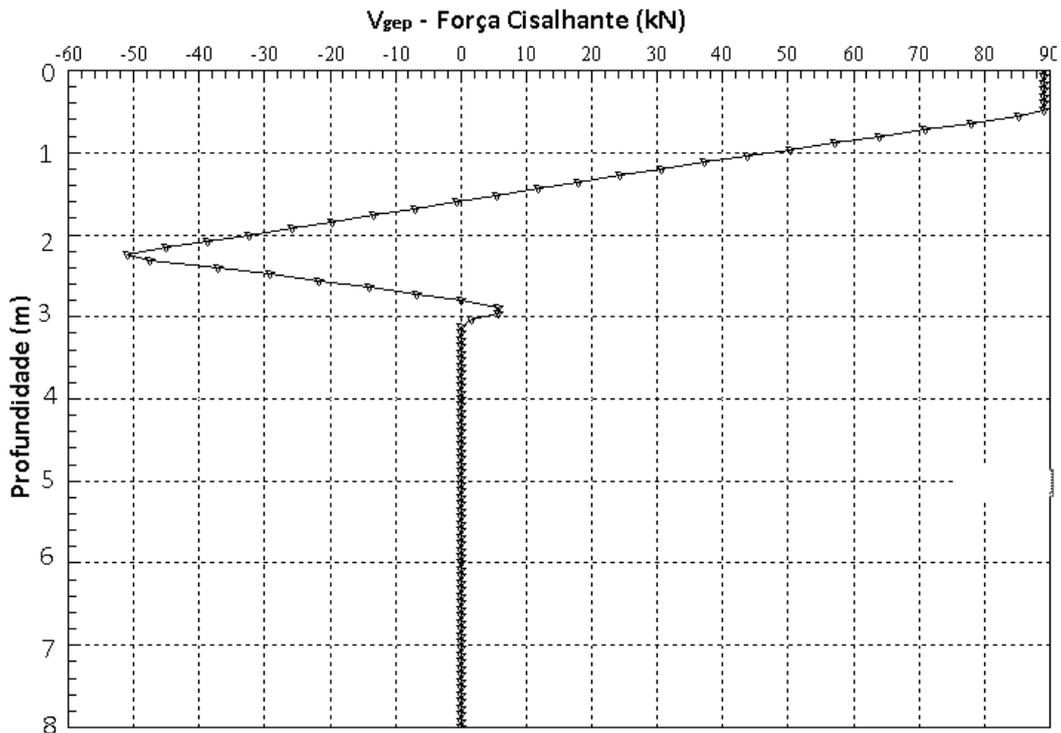


Figura 4. 27 – Gráfico da força cisalhante *versus* profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de três estacas, obtido pelo método GEP.

O momento fletor e a força cisalhante de uma estaca do grupo podem ser calculados a partir do momento fletor do grupo ($M_{gép}$) e a força cisalhante do grupo ($V_{gép}$) com as seguintes equações definida por Mokwa (1999):

$$M_i = M_{gép} \left(\frac{EI_i f_{mi}}{\sum_{i=1}^N (EI_i f_{mi})} \right) (f_{me}) \quad (4.20)$$

$$V_i = V_{gép} \left(\frac{EI_i f_{mi}}{\sum_{i=1}^N (EI_i f_{mi})} \right) (f_{mc}) \quad (4.21)$$

Onde M_i e V_i são o momento fletor e a força cortante respectivamente de uma estaca do grupo. Na estaca i , $M_{gép}$ e $V_{gép}$ são o total de momento fletor e força cortante, respectivamente, para o GEP, N é o número de estacas, f_{mi} é o multiplicador-p da linha contendo a estaca de interesse (obtido na Figura 4.22), EI_i é a rigidez à flexão da estaca i , e f_{mc} é um multiplicador da estaca do canto, o qual é assumido como 1,0 para uma estaca espaçada de 3D lateralmente, 1,2 para 2D e 1,6 para 1D.

Para o grupo de três estacas, calculado no LPILE em conjunto com o método GEP, obteve-se, nos gráficos apresentados nas Figuras 4.27 e 4.28, respectivamente o momento fletor ($M_{\text{gep}} = 30 \text{ kNm}$ e $M_{\text{gep}} = -62 \text{ kNm}$) e a força cisalhante ($V_{\text{gep}} = 89 \text{ kN}$) máximos da estaca equivalente ao grupo.

Para calcular os esforços internos de uma estaca específica dentro do grupo pelas Equações (4.20) e (4.21), é necessário obter o valor de f_{mi} do gráfico da Figura 4.22. Entretanto, conforme comentado, o arranjo triangular do grupo de três estacas não é contemplado por este gráfico, então se optou em considerar o somatório de f_{mi} igual a 2,85, como retroanalisado no Item 4.2.2.8, em que se assumiu um valor médio para f_{mi} igual a 0,95. Como as estacas no grupo tem as mesma rigidez flexional, resulta que o valor dentro dos parênteses será igual a 1/3.

A Tabela 4.12 apresenta uma comparação entre os valores obtidos pelo método GEP com os valores calculados pelo método de Poulos (1971b), com o módulo de Young do solo retroanalisado de 4,5 MPa (Figura 4.7).

Tabela 4. 12 – Comparação entre os valores obtidos com o método GEP e o método de Poulos (1977).

Métodos aplicados ao grupo de 3 estacas	Carga (kN)	Esforço em uma estaca do grupo		
		Momento Maximo (+) (kNm)	Momento de engastamento (-) (kNm)	Força cisalhante (kN)
GEP	89	10	20,6	29,6
Poulos (1971b)	89	11	23,5	29,6

A Figura 4.28 mostra que, ao contrário do que ocorre com a relação carga-deflexão que é marcadamente não linear, a relação carga *versus* momento fletor máximo é quase linear desde o início do carregamento até a ruptura.

Russo e Viggiani (2008) citam que, em muitas aplicações de engenharia, o deslocamento não é a variável crítica de projeto. Neste caso, uma relação simples e quase linear entre a carga lateral e o momento fletor máximo pode ser uma ferramenta útil na elaboração do projeto. Estes autores fornecem formulações simples para o cálculo do momento fletor máximo.

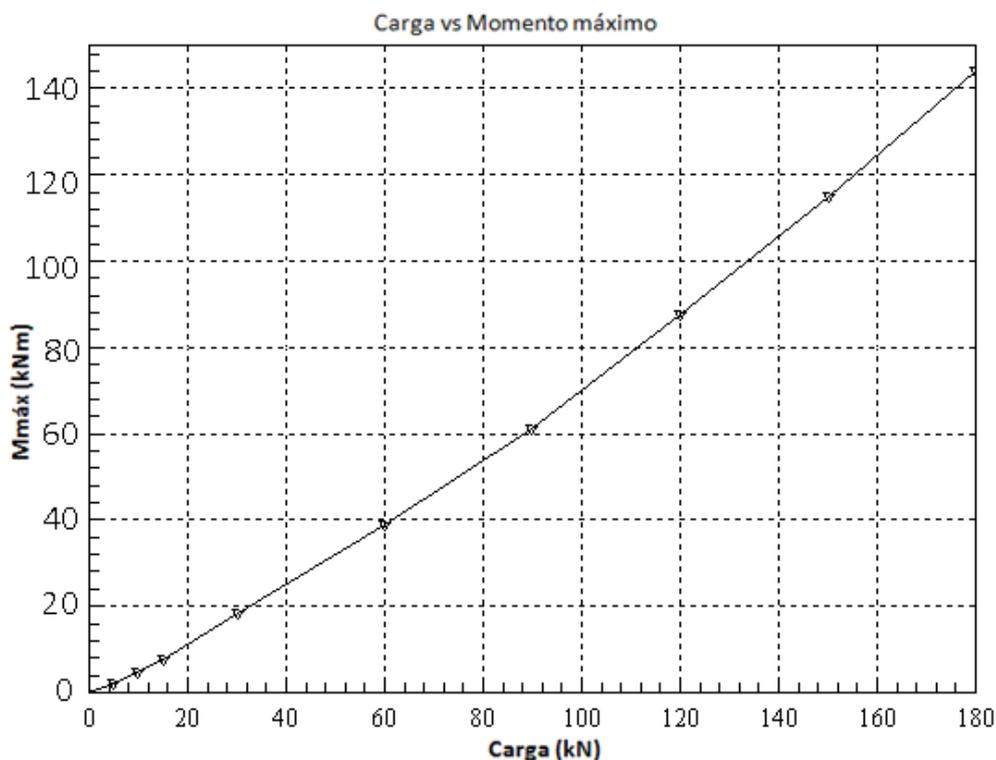


Figura 4.28 - Curva carga *versus* momento máximo da estaca equivalente ao grupo (grupo de três estacas).

4.2.2.11 Análise do grupo de duas estacas pelo método GEP

A relação carga-deflexão do grupo de duas estacas dispostas lado a lado em relação ao sentido do carregamento e distante $3D$ entre eixo, mostrada na Figura 3.8, foi estudada por diversos autores em solos de clima temperado, que concluíram que a redução do fator eficiência é mínima ou não ocorre, ou seja, $G_e = 1$. Embora não se tenha encontrado estudo que comprove a mesma relação em solos tropicais, inicialmente considerou-se a eficiência igual a um que resulta, através da Equação 4.18, no valor de (f_m) igual a 2.

No entanto, na Figura 4.29, a curva carga *versus* deflexão, medida da estaca EHC2, encontra-se entre a curva calculada pelo método GEP com topo livre e a calculada com topo fixo. Ambas utilizaram as curvas p - y obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999), com $E_p I_p$ variável multiplicada pelo $f_m = 2$, indicando que o bloco de coroamento, mesmo sem contato com o solo, impôs certa restrição à rotação dos topos das estacas. Portanto, consideram-se, neste caso, as condições de contorno de topo como sendo do tipo parcialmente restringida.

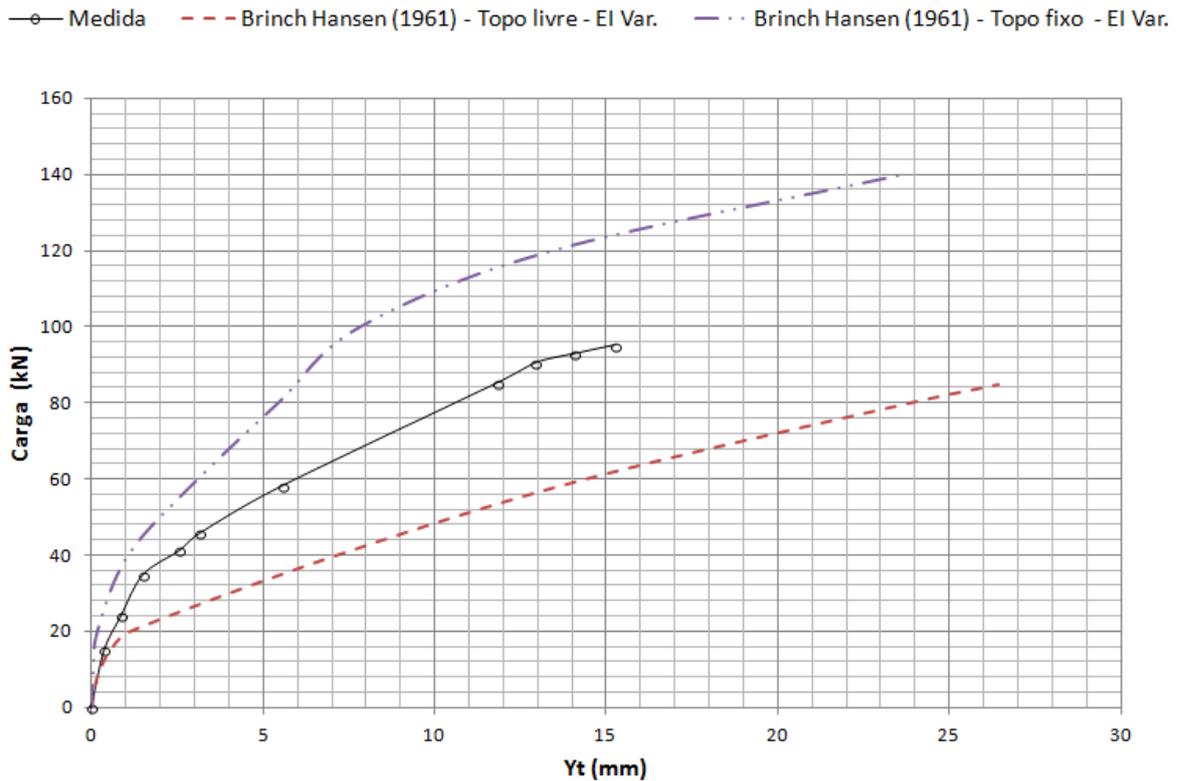


Figura 4. 29 – Curva carga vs deflexão no topo do grupo de duas estacas, calculado considerando fator de eficiência igual a um.

Neste caso, têm-se duas variáveis desconhecidas, ou seja, a rigidez rotacional ($K_{m\theta}$) e o fator modificador (f_m). Portanto, não é possível obter o fator de eficiência pela retroanálise do fator de modificação (f_m) das curvas p-y, como foi feito para o grupo de três estacas, quando se assumiu as condições de topo fixo (carga horizontal e rotação nula).

Então, para analisar o grupo de duas estacas, considerou-se a hipótese assumida no início deste Item, no qual foi admitido que o fator de eficiência fosse unitário ($G_e=1$), valor este mais recomendado na literatura para duas estacas dispostas lado a lado, distantes três vezes o diâmetro.

Com o fator de eficiência igual a um, através da Equação (4.18), obteve-se para o grupo de duas estacas o valor de (f_m) igual a 2 e se retroanalisou a rigidez rotacional ($K_{m\theta}$), variando por tentativas no LPILE o valor da $K_{m\theta}$ até que a carga de trabalho definida para o grupo de duas estacas resultasse no deslocamento medido na prova de carga. Então, com a rigidez rotacional ($K_{m\theta}$) retroanalisada 7290 kNm/rad e o fator de modificação das curvas p-y (f_m) de 2, calculou-se no LPILE, em conjunto com o método GEP, a curva carga *versus* deflexão.

Essa curva teve boa correspondência com a curva medida na prova de carga EHC2, uma vez que os parâmetros foram obtidos por retroanálise, como mostrado na Figura 4.30. Entretanto com a rigidez rotacional ($K_{m\theta}$) retroanalizada e o momento de engastamento no topo da estaca calculado pelo programa LPILE, é possível calcular, pela Equação 4.19, o valor do ângulo de rotação da cabeça da estaca. Se este ângulo calculado estiver próximo do ângulo de rotação medido na prova de carga, é indicativo de que os parâmetros do solo usados no cálculo das curvas p-y representam adequadamente a reação horizontal do solo. Neste trabalho, esta análise não foi possível porque a rotação não foi medida.

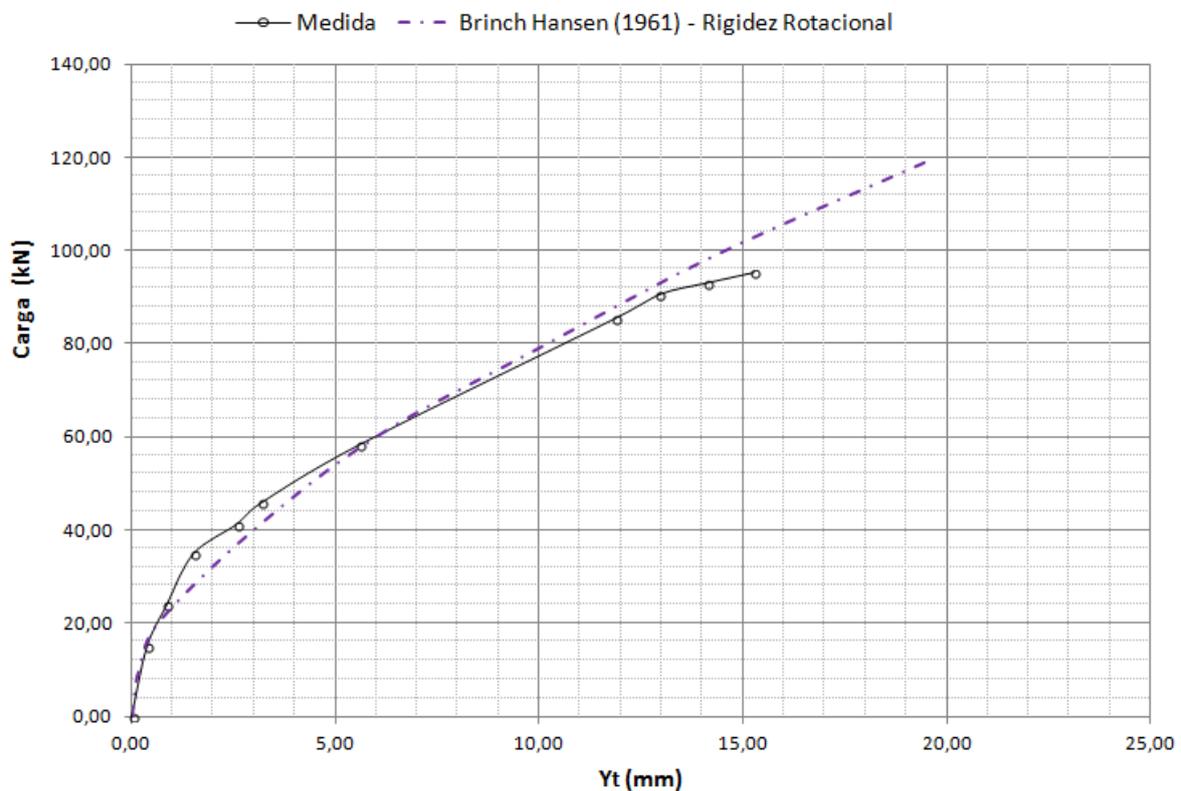


Figura 4.30 – Curva carga vs deflexão no topo do grupo de 2 estacas, calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ variável, condições de topo parcialmente restringida com rigidez rotacional retroanalizada de $K_{m\theta} = 7290$ kNm/rad.

4.2.3 Análise da relação carga-deflexão em solo pré-inundado

Guimarães (2002) observou, em ensaios realizados no C.E.UnB, que o ângulo de atrito não apresenta tendência de variação com a sucção, pois nas diferentes condições de ensaio (natural e inundado), o valor deste teve variação menor que a incerteza do parâmetro. Quanto à profundidade, o ângulo de atrito é constante até 8 m (27°). Com base nos valores médios,

das variações e tendências de comportamentos observados, optou-se pela adoção de valores representativos (próximos da média) para ϕ' , que independem da variação de sucção, conforme mostrado na Tabela 4.13 e na Figura 4.31.

Tabela 4.13 – Parâmetros médios da resistência do solo na condição saturada (Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ϕ' (°)	27	27	27	27	27	27	27	27	28	24
c' (kPa)	6	2	0	2	6	10	11	17	22	18

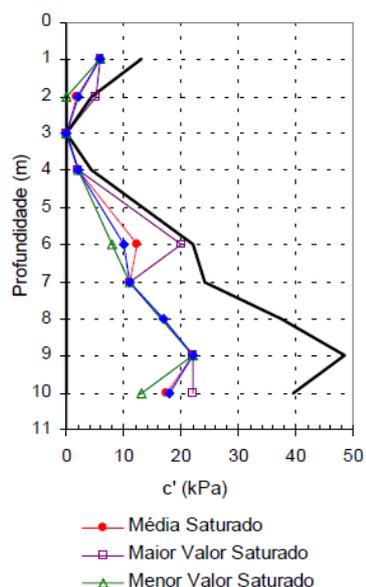


Figura 4.31 – Comparação entre os valores c' em solo saturado, obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais (média e medidas de dispersão) (Guimarães, 2002).

4.2.3.1 Obtenção das curvas p-y para estaca isolada com o solo pré-inundado

Foi adotado o mesmo procedimento utilizado para o solo sem inundação, ou seja, testam-se três métodos de obtenção de curvas p-y e seleciona-se o método que resulte na curva carga *versus* deflexão que mais se aproxima da curva experimental da estaca isolada com o solo inundado (EHC1).

1. Método de Brinch Hansen (1961):

Na Tabela 4.14, são apresentados os parâmetros geotécnicos para se calcularem as curvas p-y pelo método de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999), em uma planilha Microsoft Office Excel. As curvas p-y obtidas nesta abordagem são

inseridas no LPILE na forma de pares ordenados (p, y). A planilha de cálculo encontra-se no Apêndice C.

Tabela 4. 14 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo das curvas p-y pelo Método de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999).

Camada	Profundidade (m)	Guimarães (2002)			Palocci (1998)
		γ (kN/m ³)	c' (KPa)	φ' (°)	ϵ_{50} (-)
I	0-2	13,5	4	27,0	0,04
II	2-4	14,3	2	27,0	0,03
III	4-6	14,6	6	27,0	0,02
IV	6-8	15,9	13	27,0	0,02

Onde os parâmetros referentes às Tabelas 4.14, 4.15 e 4.16 são:

γ = peso específico unitário natural do solo de fundação, [FL⁻³];

φ' = ângulo de atrito interno efetivo;

c' = coesão efetiva do solo, [FL⁻²];

ϵ_{50} = deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio, determinada em ensaio triaxial;

k_h = coeficiente de reação horizontal do solo [FL⁻³].

2. Método de Reese (1974) para solos arenosos:

Os parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE são mostrados na Tabela 4.15, sendo que o valor de k_h é calculado pela Equação (4.11) a partir da constante do coeficiente de reação horizontal do solo $\eta_h = 4 \text{ MN/m}^3$ retroanalizado da prova de carga da estaca isolada com solo inundado e $E_p I_p$ constante.

Tabela 4. 15 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo método de Reese (1974).

Camada	Profundidade (m)	Guimarães (2002)		Retroanalizado
		γ (kN/m ³)	φ' (°)	k_h (MN/m ³)
I	0 - 2	13,5	27,0	13
II	2 - 4	14,3	27,0	40
III	4 - 6	14,6	27,0	67
IV	6 - 8	15,9	27,0	93

Obs.: No cálculo de k_h considerou-se B=0,3m e Z a profundidade do meio da cada camada analisada.

3. Método “solo C-Ø” de Reese (1997):

Os parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE são mostrados na Tabela 4.16, sendo que o valor de k_h é calculado usando-se o mesmo procedimento do item anterior.

Tabela 4. 16 – Parâmetros geotécnicos de entrada no LPILE para cálculo das curvas p-y pelo Método “solo C-Ø” de Reese (1997).

Camada	Profundidade (m)	Guimarães (2002)			Palocci (1998)	Retroanalizado
		γ (kN/m ³)	c' (Kpa)	ϕ' (^o)	ε_{50} (-)	k_h (MN/m ³)
I	0 - 2	13,5	4	27,0	0,04	13
II	2 - 4	14,3	2	27,0	0,03	40
III	4 - 6	14,6	6	27,0	0,02	67
IV	6 - 8	15,9	13	27,0	0,02	93

Obs.: No cálculo de k_h considerou-se $B=0,3m$ e Z a profundidade do meio da cada camada analisada.

Do mesmo modo que se fez com solo na umidade natural, a análise é subdividida em $E_p I_p$ constante e variável.

4.2.3.2 Cálculo da curva carga *versus* deflexão com $E_p I_p$ constante

Jardim (1998) comenta que a argila porosa, quando submetida a algum tipo de carregamento, possivelmente apresenta comportamento drenado, pelos motivos já citados que são, entre outros, a alta permeabilidade devido ao elevado índice de vazios e da presença de macroporosidade. Assim os três modelos de curvas p-y consideram o solo drenado.

Na prova de carga horizontal com solo inundado, a seção de concreto da estaca já se encontra fissurada, devido ao primeiro carregamento na prova de carga com o solo na umidade natural, por isso foi adotado a rigidez flexional constante ($E_p I_p$) obtida com a estaca fissurada. Na obtenção da rigidez flexional, considerou-se o momento de utilização (M_s) 18,2 kNm como metade do momento de escoamento (Figura 4.17b). Com o valor de M_s , entrou-se no gráfico da Figura 4.17a e obteve-se o valor da rigidez flexional de 2632 kNm². Com este valor, calculou-se a curva carga *versus* deflexão por três modelos de curvas p-y com a estaca modelada com $E_p I_p$ constante e analisada elasticamente pelo programa LPILE (Figura 4.32)

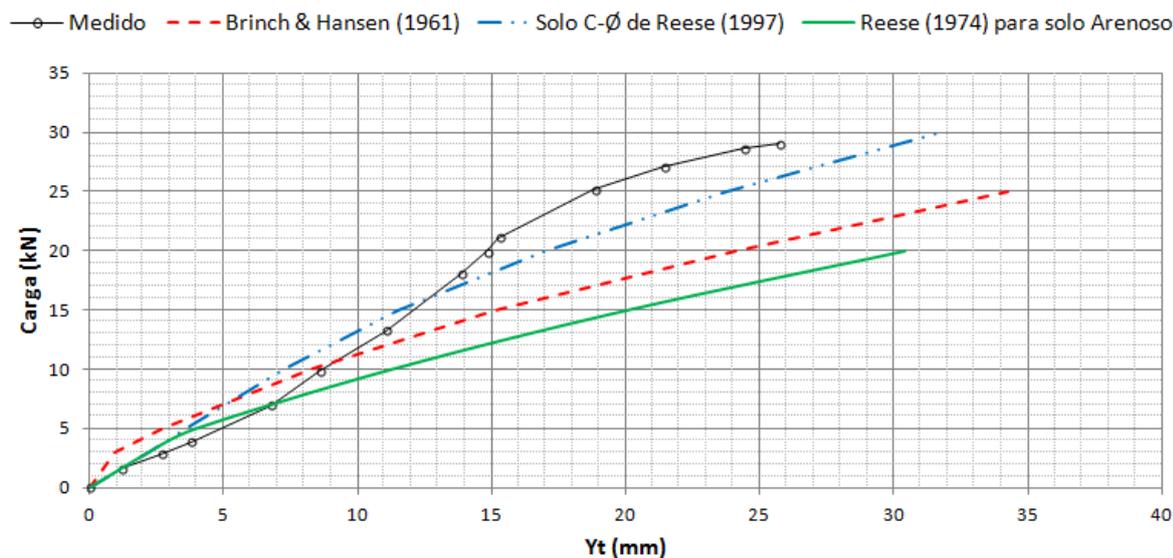


Figura 4. 32 - curva carga vs deflexão do topo da estaca isolada calculada com $E_p I_p$ constante, utilizando o método das curvas p-y de Reese (1974) para areia.

Na Figura 4.32, verifica-se que, para a carga de trabalho de 14,5 kN, a diferença entre o deslocamento medido e o calculado, com as curvas p-y concebidas pelo método do solo C-Ø de Reese (1997), foi de menos de 1,0 mm. Entretanto, observa-se que o trecho inicial da curva calculada comparada com a curva medida tem curvaturas inversas. Enquanto para a curva calculada tem-se a concavidade voltada para baixo, a curva medida tem concavidade voltada para cima. Essa diferença é atribuída ao fato de a prova de carga com solo inundado se tratar de um reensaio, ou seja, quando a estaca foi ensaiada pela primeira vez com o solo na umidade natural, este provocou o deslocamento do solo e a fissuração do concreto, alterando a rigidez solo-estaca.

Quanto à diferença do trecho final da curva medida com a calculada, conjectura-se o seguinte: à medida que se aumenta o deslocamento, a parte mais profunda do solo é solicitada e, não sendo totalmente afetada pela inundação, é submetida a um menor nível de tensão o qual não é suficiente para colapsar. Nesse caso, sem dúvida, é relevante o controle da variação da umidade com profundidade, o qual não foi feito neste ensaio.

4.2.3.3 Cálculo da curva carga-deflexão com $E_p I_p$ variável:

Na Figura 4.33, verifica-se que, na análise com EPIP variável, as curvas carga *versus* deflexão calculadas pelos três modelos ficaram mais distante da curva medida na prova de carga da estaca EHC1. Este comportamento deve-se ao fato de tratar-se de um reensaio, ou seja, no

primeiro ensaio com solo na umidade natural, a estaca foi fissurada, portanto, simular a degradação da rigidez flexional pela formação de fissuras usando a relação momento-curvatura, como foi feito no primeiro ensaio para o solo não inundado, não é a melhor opção, pois, nesta etapa do ensaio, a estaca já se encontra fissurada.

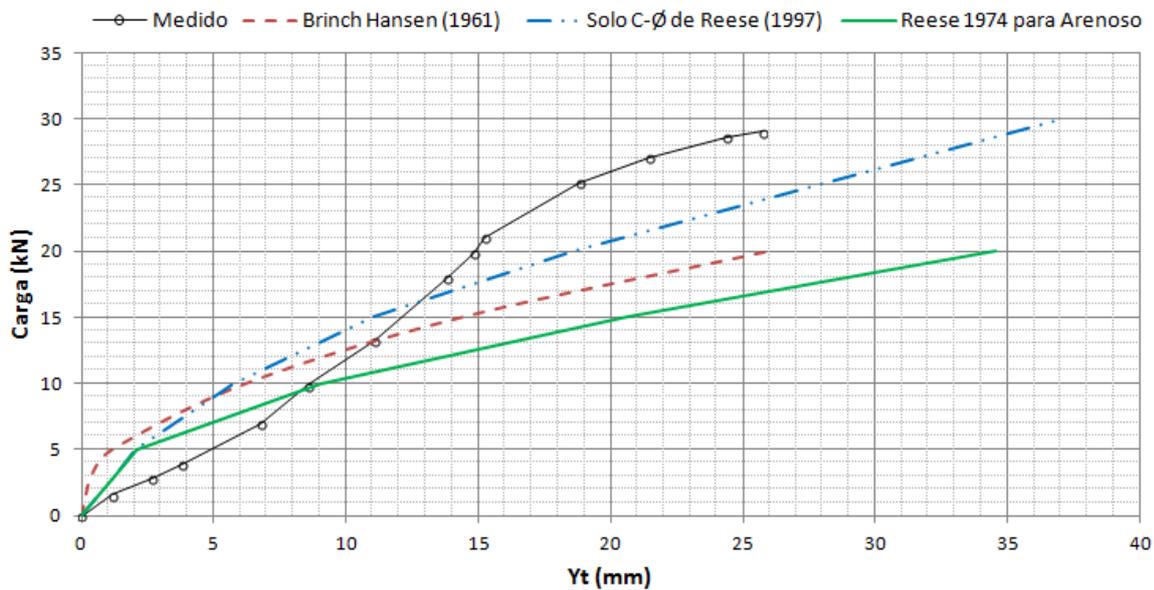


Figura 4. 33 - curva carga-deflexão do topo da estaca isolada calculada com $E_p I_p$ variável, utilizando-se o método das curvas p-y de solo “C-Ø” de Reese (1997).

4.2.3.4 Validação das curvas p-y para o solo inundado

O método do solo C-Ø de Reese (1997) calculado com os parâmetros geotécnicos para solos inundados fornecidos por Guimarães (2002) e com $E_p I_p$ constante foi o que proporcionou a melhor correspondência entre a curva carga *versus* deflexão calculada e a medida na prova de carga da estaca isolada (EHC1). Portanto estas curvas p-y serão consideradas como válidas para se modelar a reação do solo inundado.

4.2.3.5 Curva carga-deflexão do grupo de três estacas com solo inundado pelo método GEP

As curvas p-y modificadas do grupo de três estacas foram calculadas a partir das curvas p-y validadas e ajustadas para a estaca isolada (EHC1i) com solo inundado (curvas p-y no Apêndice C).

Na Figura 4.34, é apresentada a curva carga *versus* deflexão do grupo de três estacas com o solo inundado, calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ constante, com as curvas p-y validadas para estaca isolada com o solo inundado. O fator de modificação das curvas p-y obtido por tentativa foi de 2,97. Este valor concebeu a melhor correspondência entre o deslocamento calculado no LPILE e o medido na prova de carga do grupo de três estacas para a carga de trabalho de 74 kN. Através da Equação (4.18), calculou-se o fator de eficiência como sendo igual a 0,99.

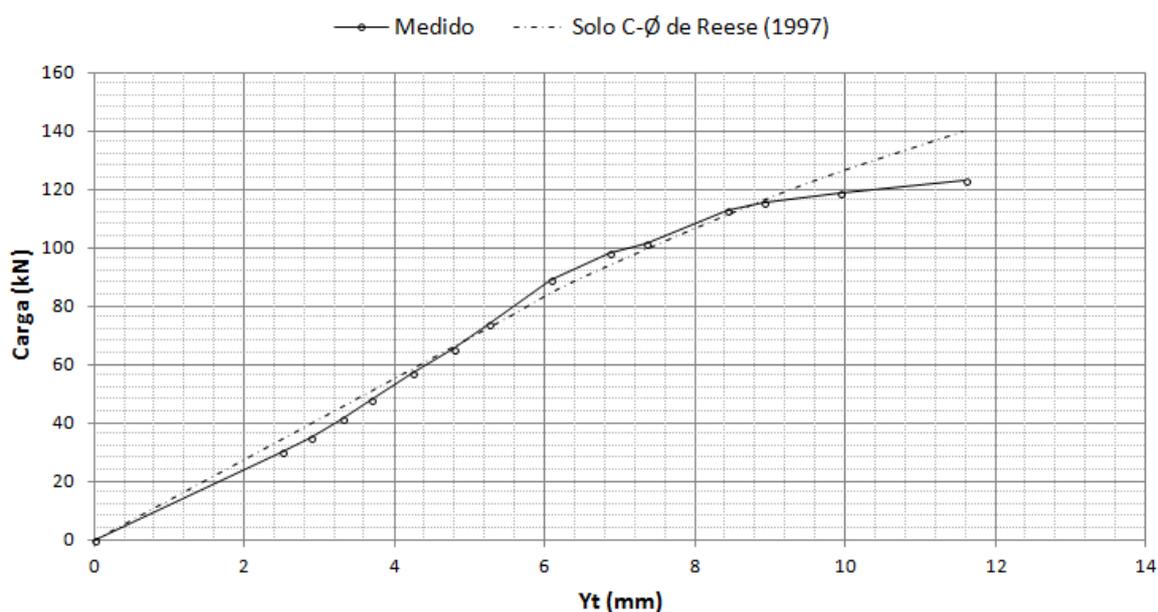


Figura 4. 34 – Curva carga-deflexão do grupo de 3 estacas calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ constante, na condição de topo fixo e solo inundado.

4.2.3.6 Cálculo dos esforços internos das estacas que compõem o grupo:

Nas Figuras 4.35 e 4.36, são apresentados respectivamente o momento fletor e a força cisalhante do grupo de estacas, solicitados pela carga de trabalho de 74 kN, calculados pelo LPILE em conjunto com o método GEP.

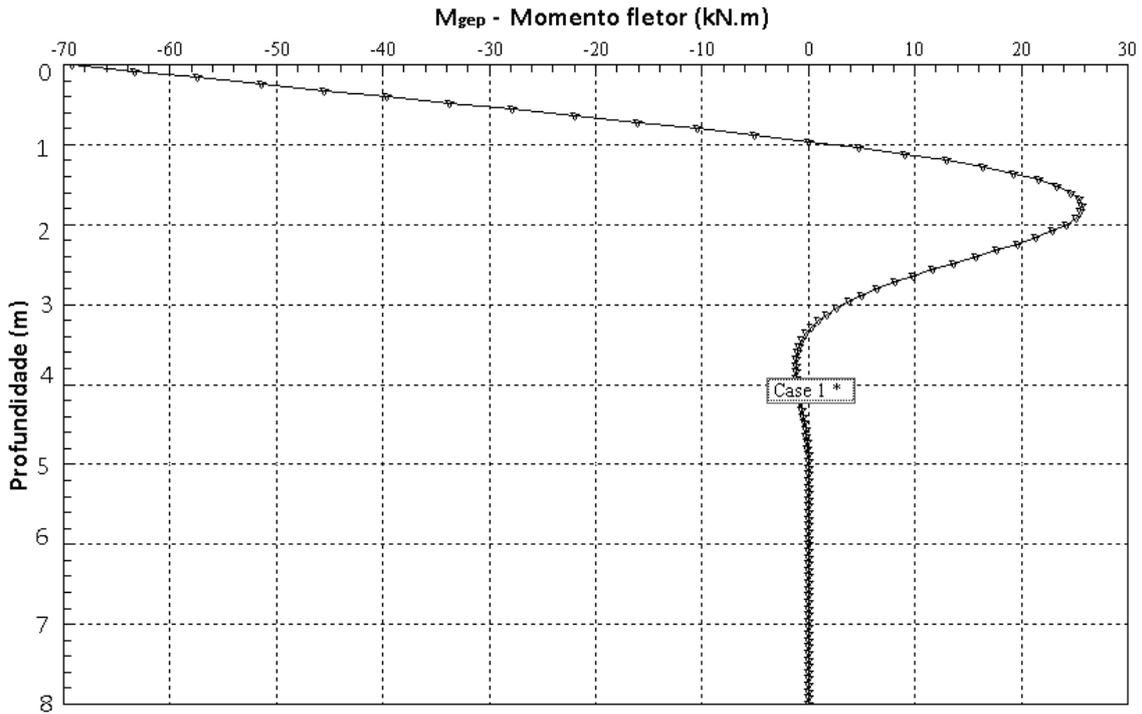


Figura 4. 35 – Gráfico do momento fletor *versus* profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de 3 estacas, obtido pelo método GEP.

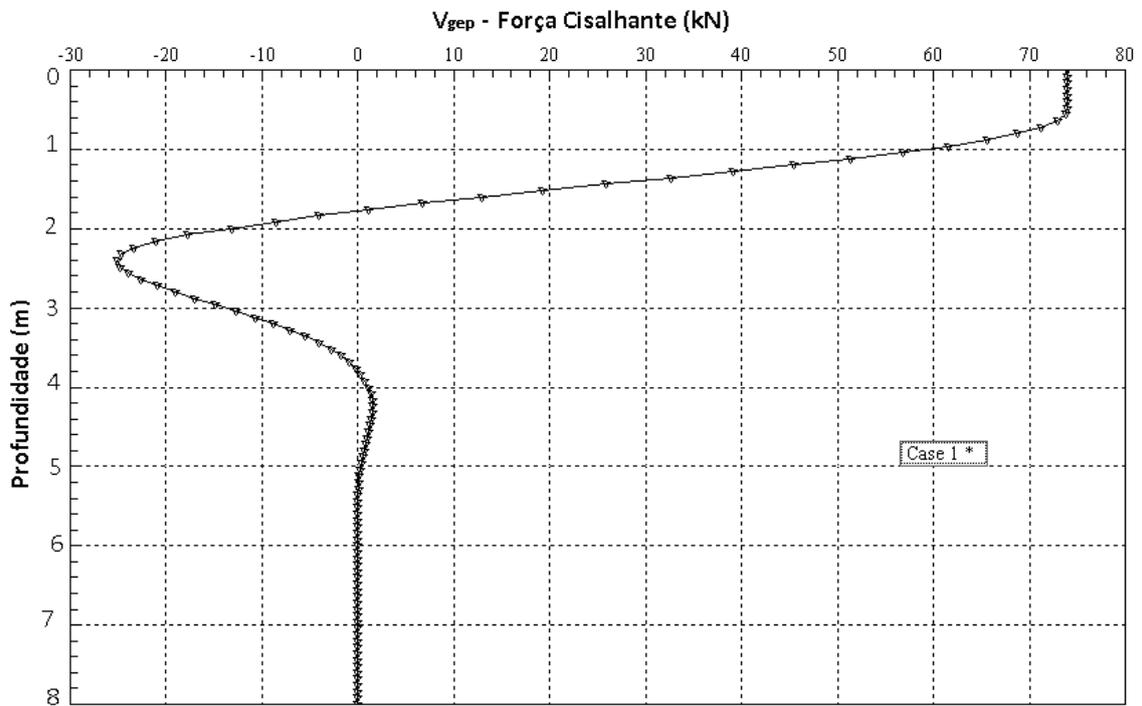


Figura 4. 36 – Gráfico da força cisalhante *versus* profundidade resultante da solicitação no topo do grupo de 3 estacas, obtido pelo método GEP.

Os esforços máximos da estaca equivalente ao grupo obtidos nas Figuras 4.36 e 4.37 são $M_{gep} = 26 \text{ kNm}$, $M_{gep} = -69 \text{ kNm}$ e $V_{gep} = 74 \text{ kN}$. Com estes dados, calculou-se o momento fletor e

a força cisalhante de uma estaca dentro do grupo, com os mesmos critérios adotados para a estaca sem inundação (Item 4.2.2.10), como mostrado na Tabela 4.17.

Nesta tabela, faz-se uma comparação entre o grupo de três estacas com solo sem inundação e inundado e se verifica que, com o solo inundado, o efeito de colapso é fortemente evidenciado pela redução da carga de trabalho, pelo aumento do deslocamento e pelo aumento do momento fletor máximo. Isso significa que, com o solo inundado, mesmo o grupo de estacas estando submetido a um carregamento menor, o momento fletor, que é critério crítico para dimensionamento estrutural da estaca, acaba sendo maior.

Tabela 4. 17 – Comparação entre os esforços internos das estacas que compõem o grupo de três estacas obtidos com o método GEP com solo na umidade natural e inundada.

Solo	Carga de trabalho (kN)	$y_{trab}/D(\%)$	Esforço em cada estaca do grupo calculada pelas Equações (4.20) e (4.21)		
			Momento Maximo (+) (kNm)	Momento de engastamento (-) (kNm)	Força cisalhante (kN)
GEP – Solo umidade natural	89	1	10	20,6	29,7
GEP – Solo Inundado	74	1,8	8,7	23	24,6
Diferença (%)	-16,8	80	-13,0	11,6	-17,2

Cálculo da diferença percentual é feito pela Equação (4.7).

4.2.3.7 Curva carga *versus* deflexão do grupo de duas estacas com solo inundado pelo método GEP

As curvas p-y do grupo de duas estacas foram calculadas a partir das curvas p-y validadas para a estaca isolada (EHC1) com o solo inundado.

As condições de contorno de topo para o grupo de duas estacas inundado foi o mesmo para o grupo de duas estacas sem inundação, ou seja, como sendo parcialmente restringida. Assim, as condições de contorno de topo são a carga horizontal aplicada no topo da estaca e a rigidez rotacional ($K_{m\theta}$).

Considerou-se o mesmo procedimento adotado para o grupo de duas estacas sem inundação. Considerou-se para o grupo de duas estacas o fator de modificação (f_m) 2 e se retroanalisou a rigidez rotacional ($K_{m\theta}$), variando-se, por tentativa no LPILE, o valor da $K_{m\theta}$ até que a carga

de trabalho (48 kN) definida para o grupo de duas estacas resultasse no deslocamento (9,9 mm) medido na prova de carga. Então com a rigidez rotacional retroanalizada de $K_{m\theta} = 5635$ kNm/rad e o fator de modificação das curvas p-y de $f_m=2$, pelo método GEP, calculou-se, no LPILE, a curva carga-deflexão. Esta curva teve boa correspondência com a curva medida na prova de carga EHC2 com solo inundado, como se mostra na Figura 4.38.

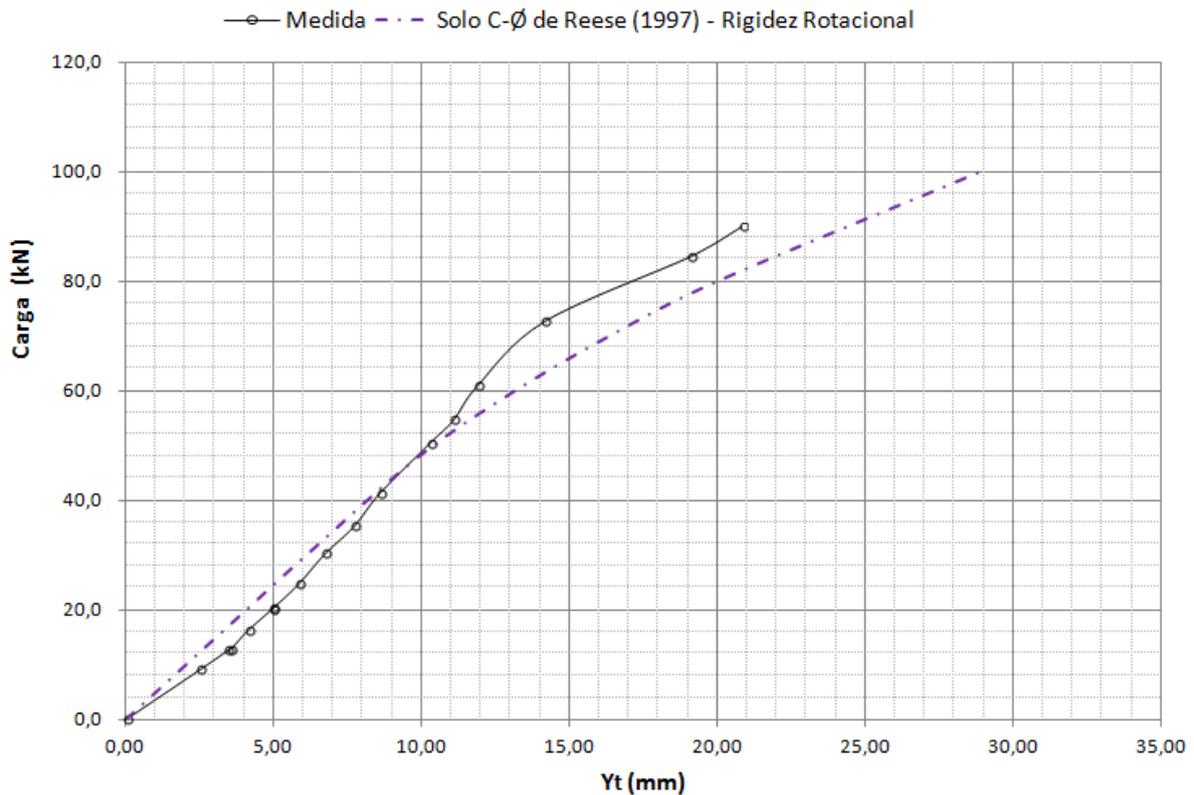


Figura 4. 37 – Curva carga-deflexão no topo do grupo de 2 estacas, calculada pelo método GEP com $E_p I_p$ constante, com condições de topo parcialmente restringida e com rigidez rotacional $K_{m\theta} = 5635$ kNm/rad.

Na Tabela 4.18, faz-se uma comparação entre o grupo de duas estacas com o solo sem inundação e inundado. Verifica-se que, com o solo inundado, o efeito de colapso é fortemente evidenciado pela redução da carga de trabalho, pelo aumento do deslocamento e aumento do momento fletor, ou seja, observam-se os mesmos efeitos que acontecem no grupo de três estacas. No entanto, o momento positivo é maior, pois o grupo de duas estacas na carga de trabalho é submetido a um deslocamento maior.

Tabela 4. 18 – Comparação entre os esforços internos das estacas que compõem o grupo de duas estacas, obtidos com o método GEP com solo na umidade natural e inundada.

Solo	Carga de trabalho (kN)	$y_{trab}/D(\%)$	Esforço em cada estaca do grupo calculada pelas Equações (4.18) e (4.19)		
			Momento Maximo (+) (kNm)	Momento de engastamento (-) (kNm)	Força cisalhante (kN)
GEP – Solo umidade natural	58	2,0	12,0	13,0	29,0
GEP – Solo Inundado	48	3,3	14	14,5	24,0
Diferença (%)	-17,2	65,0	16,6	11,5	-17,2

Cálculo da diferença percentual é feito pela Equação (4.7).

4.3 EXEMPLO DE CÁLCULO E CONSIDERAÇÕES DE UM PROJETO DE GRUPO DE ESTACAS ASSENTE EM ARGILA POROSA TROPICAL

4.3.1 Previsão da carga de trabalho para o grupo de três estacas

Levando em conta a experiência obtida, pode-se exemplificar aqui o projeto para um grupo com três ou mais estacas flexíveis submetidas à ação horizontal, em que o deslocamento não é o critério crítico, ou seja, analisa-se a capacidade de carga. Este exemplo é válido para o C.E.UnB:

1. Previsão da carga de ruptura da estaca isolada pelo método de Broms (1964a, b) na condição de topo fixo (rotação impedida), calculado com os parâmetros geotécnicos e as propriedades da estaca relacionados na Tabela 4.19;

Tabela 4. 19 – Previsão da carga de ruptura da estaca isolada com solo na umidade natural e com rotação impedida.

Estaca	e (m)	d (m)	C' (kN/m ²)	ϕ'	γ (kN/m ³)	M_{yield} (kN.m)	Broms (1964b) (kN)	Broms (1964a) (kN)
EHC1	0,5	0,3	11	27,9	13,5	49,2	65	59

Onde: carga de ruptura obtida pelo critério de Van Der Veen (1953); Broms (1964a), para solo puramente coesivo e Broms (1964b), para solo puramente friccional.

Adota-se o mesmo procedimento do Item 4.1.6, ou seja, faz-se o cálculo da previsão da carga da ruptura pelos métodos de Broms (1964a) e Broms (1964b) (puramente coesivo ou drenado), mas, neste caso, considera-se o topo fixo (rotação impedida).

2. Obtenção da carga admissível da estaca isolada dividindo a carga de ruptura obtida pelo método de Broms (1964a, b) por um coeficiente de segurança igual a

dois, para manter uma coerência com o valor preconizado na NBR 6122(2010) no caso de carregamento vertical;

3. Previsão da carga admissível do grupo de três estacas a partir da carga admissível da estaca isolada com topo fixo e levando em conta o fator de eficiência do grupo de três estacas. Neste caso, o fator de eficiência (G_e) foi de 0,95, retroanalisado no Item 4.2.2.9, mas, caso o grupo de estacas estivesse arranjado em linhas e colunas, o G_e poderia ser estimado empiricamente pelo método dos fatores multiplicadores-p (f_m).

A Tabela 4.20 mostra que os valores de capacidade de carga para o grupo de três estacas com solo na umidade natural (EHC3) foi de 178 kN, enquanto a capacidade do grupo de três estacas (EHC3) com solo pré-inundado foi de 148 kN. Considerando-se os coeficientes de segurança de 2,0 e 1,5 respectivamente para os solos sem inundação e inundado, obteve-se como carga admissível os respectivos valores 89 kN e 98,6 kN.

Tabela 4. 20 – cálculo da carga admissível para o grupo de três estacas.

Método de cálculo de previsão da carga última	Estaca isolada (rotação impedida)		Grupo de três estacas		
	Carga de ruptura (kN)	Carga admissível (kN)	Fator de eficiência	Número de estacas no grupo	Carga de admissível Eq. (4.23) (kN)
	$(Q_t)_R$	$(Q_t)_S$	G_e	N	$(Q_t)_g$
Broms (1964a)	59	29,5	0,95	3	84
Broms (1964b)	65	32,5	0,95	3	93
*EHC3n	178	-	-	-	89
**EHC3i	148	-	-	-	98,6

*Carga admissível com solo na umidade natural (n) FS=2, **Carga de colapso inundada (i) FS 1,5

Observa-se, na Tabela 4.20, que, através da Equação (4.23), reescrita a partir da Equação (4.22), que define fator de eficiência, calculou-se a carga admissível para o grupo de três

estacas, considerando-se a carga admissível da estaca isolada estimada a partir da carga de ruptura obtida pelo método de Broms (1964a,b).

$$G_e = \frac{(Q_t)_g}{N(Q_t)_s} \quad (4.22)$$

$$(Q_t)_g = N.G_e.(Q_t)_s \quad (4.23)$$

Onde: G_e é o fator de eficiência do grupo, $(Q_t)_g$ é a resistência lateral do grupo de estacas [F], $(Q_t)_s$ é a resistência lateral de uma estaca isolada [F], e N é o número de estacas no grupo.

Na tabela 4.20, utilizou-se a metodologia de previsão de carga admissível em solo colapsível proposta por Cintra (2004) para o grupo de três estacas. Verifica-se que a carga de admissível estimada a partir da carga de ruptura obtida pelo método de Broms (1964a) foi inferior à carga de colapso definida na prova de carga com solo pré-inundada. Portanto, este método de dimensionamento para o grupo de três estacas com arranjo específico e um diâmetro específico de estaca conduziu a um resultado a favor da segurança e suficientemente aceitável para o uso prático.

4.3.2 Previsão da relação carga-deflexão do grupo de três estacas

Em situações de projetos em que a superestrutura impõe um deslocamento admissível para o grupo com três ou mais estacas flexíveis, propõem-se as seguintes recomendações para elaboração de um projeto típico (blocos pequenos) na argila porosa de Brasília:

1. Software: Como foi mostrado neste trabalho, o *software* comercial LPILE *plus* V.5 é fácil de ser manipulado com relação à entrada de dados e à interpretação dos resultados e tem reduzido custo de aquisição, portanto é uma opção para projetar a estaca isolada e grupo de estacas utilizando o método GEP.
2. Procedimento: Em fundações solicitadas apenas por carregamento vertical em solos colapsíveis, onde a carga admissível (P_a) é menor que a carga de colapso (P_c), não é cabível, segundo Cintra (2004), nenhum cálculo para estimativa do recalque de colapso, uma vez que o colapso não deve ocorrer na vida útil da obra. Mas, em se tratando de carregamento lateral, onde a resistência lateral é controlada essencialmente

pela camada superficial com espessura média de 3m (no C.E.UnB), e considerando que as solicitações laterais em geral são oriundas de carregamento acidentais (por exemplo, o vento), portanto sujeito a um coeficiente de variação maior, sugere-se que se faça a análise da relação carga-deflexão com solo inundado através do método usado no Item 4.2.3. Nesse caso, estima-se a deflexão do grupo e os esforços internos das estacas com método GEP usando os parâmetros geotécnicos de solos inundados.

Para um estudo preliminar, no qual não se tem muitas informações geotécnicas sobre a área estudada, propõe-se o método de Matlock e Reese (1961), com a formulação apresentada por Alonso (1989) para o cálculo do deslocamento de topo engastado através das Equações 2.26, 2.27 e 2.28:

Tabela 4. 21 – Previsão da carga de ruptura da estaca isolada com solo na umidade natural e com rotação impedida.

Carga (kN)	η_h (MN/m ³)	e (m)	E_p (MPa)	I_p (m ⁴)	Y_0 (mm)	Y_t (mm)
29,5	12	0,5	20000	$3,98 \cdot 10^{-4}$	4,03	4,46
32,5	12	0,5	20000	$3,98 \cdot 10^{-4}$	4,44	4,91

Na tabela 4.21, observa-se que o deslocamento no topo da estaca de 4,46 mm e 4,91 mm corresponde respectivamente às cargas admissíveis de 29,5 kN e 32,5 kN e é obtido pelo método de Broms (1964a,b), mostrado na Tabela 4.20, no qual o deslocamento foi calculado para estaca isolada de topo fixo. Considerando que o grupo de três estacas (EHC3), com solo na umidade natural, para a carga de trabalho de 89 kN, teve um deslocamento experimental de 3,0 mm, considera-se que o método de Matlock e Reese (1961) para os dados analisados no C.E.UnB oferece resultado de uso prático, portanto, adequado para um estudo preliminar.

5 CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

Nesta dissertação, analisou-se o problema do grupo de estacas submetido a carregamento lateral como uma extensão da análise da estaca isolada, sendo a reação lateral não linear do solo modelada pelas curvas p-y. Para analisar a relação carga-deflexão da estaca, foi utilizado o *software* LPILE *plus* V.5, que resolve a equação diferencial de quarta ordem, a qual modela o problema da estaca isolada sob carga lateral através do método das diferenças finitas.

A abordagem do problema da estaca isolada carregada lateralmente pela metodologia das curvas de transferência p-y, caracteriza-se pelo reduzido número de parâmetros, quando comparado a soluções que assumem o solo como um contínuo, como, por exemplo, os métodos elásticos e elementos finitos.

Na abordagem do grupo de estacas carregada lateralmente, utilizou-se o método GEP, o qual reduz o grupo de estacas em uma única estaca equivalente. Nesta abordagem, a análise da estaca isolada é estendida à estaca equivalente ao grupo, através das seguintes relações de proporcionalidade: $P_G \propto fm.p$; $(E_P I_P)_G \propto N.(E_P I_P)_s$.

O uso das curvas p-y, na interpretação das provas de carga, deu-se em duas etapas: na primeira etapa, fez-se a validação das curvas p-y através da prova de carga da estaca isolada; na segunda etapa, obtiveram-se as curvas p-y do grupo a partir das curvas p-y validadas para estaca isolada multiplicada pelo fator de modificação (fm).

As principais conclusões da análise do grupo de estacas, carregado lateralmente, assente na argila porosa de Brasília encontram-se descritas nos próximos itens:

Quanto ao resultado das provas de cargas:

A região ativa de bioturbação é significativamente influenciada pela sazonalidade climática que define ao longo do ano períodos de chuvas e de seca. Portanto, esta camada mais superficial do solo está sujeita a variações de umidade/sucção que afeta o desempenho da relação carga-deflexão. As provas de cargas analisadas nesta pesquisa, foram executadas no início do período da estação chuvosa, e isso pode ter influenciado nos resultados. Um indicativo da influência do clima nos resultados é o valor de η_h retroanalisado para o solo sem inundação, onde valor encontrado é 33% menor que o valor obtido no ensaio da estaca escavada executado no mês de agosto de 1997 por jardim (1998) no C.E.UnB.

Foram executadas provas de carga horizontal no grupo de duas e três estacas e em uma estaca isolada para comparar com o desempenho do grupo. Em todos os ensaios, foi medida a deflexão no topo da estaca para cada estágio de carregamento, que resultou na curva carga versus deflexão do topo. As informações se mostraram insuficientes na determinação analítica do fator de eficiência do grupo de duas estacas; já na análise do grupo de três estacas nas quais se admitiram as condições de engastamento de topo fixo, foi possível retroanalisar o fator de eficiência com uso do método GEP.

Verificou-se que a falta da medida da rotação do topo da estaca isolada e do bloco de coroamento das estacas em grupo, nos estágios de carregamento da prova de carga, limita a análise, uma vez que a rotação complementa as condições de contorno de topo, fornecendo dados que auxiliam na validação das curvas p-y na prova de carga isolada e na estimativa da rigidez rotacional na prova de carga em grupo de estacas.

Quanto à interpretação da curva carga versus deflexão e previsão da capacidade de carga:

A metodologia de previsão da carga última lateral para argila porosa tropical não saturada proposta por Cunha (2011), que utiliza o método de Broms (1964b), mostrou-se contra a segurança, ao superestimar a capacidade de carga. No entanto, a mesma metodologia com método de Broms (1964a), aplicada à parcela coesiva drenada (c') da argila porosa, estimou a capacidade de carga em apenas 11% acima do valor da carga de ruptura experimental obtido pelo critério da ruptura convencional de 25 mm. Neste contexto, o uso do método de Broms

(1964a) no cálculo preliminar da estimativa da capacidade de carga, conduz a resultado satisfatório de uso prático, Não obstante, outros aspectos podem também ser levantados para explicar as diferenças, como questões relacionadas com método de extrapolação da carga de ruptura e o clima que está relacionado à umidade/sucção.

O efeito de interação estaca-solo-estaca num grupo de estacas também é chamado de efeito de grupo. Estando as estacas inseridas num meio contínuo, elas interatuam entre si através do meio envolvente, isto é, o deslocamento de uma determinada estaca contribui para o deslocamento de outra estaca do grupo através da sobreposição da cunha passiva de deformação. Assim, a rigidez transversal do conjunto maciço-solo-estacas é inferior ao somatório das rigidezes das estacas carregadas isoladamente.

Quanto ao efeito do colapso no solo de Brasília-DF:

A colapsividade analisada na prova de carga da estaca isolada foi fortemente evidenciada pela redução dos parâmetros da constante do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h) e pela redução do módulo de Young do solo (E_s) após a inundação.

No grupo de três estacas, a colapsividade provocou também a redução da carga de ruptura, além do aumento do deslocamento lateral e do aumento do momento fletor máximo.

Quanto ao uso do método da estaca equivalente ao grupo (GEP) como ferramenta de análise de prova de carga:

Como ferramenta de análise de prova de carga horizontal de grupo de estacas não instrumentada, o método GEP, implementado através do *software* LPILE, apresenta-se como uma alternativa muito viável e prática, que proporciona resultado de uso razoavelmente fácil como a retroanálise do fator de eficiência do grupo, a influência da restrição à rotação do bloco no deslocamento horizontal e a análise da influência do comprimento da estaca no deslocamento horizontal.

O uso do método GEP, na interpretação de prova de carga horizontal de grupo de estacas, quando não se mede a carga individual de cada estaca do grupo, mostrou-se uma alternativa

também viável para se obter o fator de eficiência do grupo, porém não é possível obter o multiplicador-p (f_m) para cada linha do grupo.

Obteve-se, com o uso do programa LPILE em conjunto com o método GEP para o grupo de três estacas, o fator de eficiência por retroanálise. O arranjo triangular não proporcionou o uso dos multiplicadores-p (f_{mi}) tabelados, por isso não foi possível chegar a resultados estatisticamente conclusivos quanto à confiança do uso dos fatores multiplicadores-p (f_{mi}) encontrados na literatura para o solo do C.E.UnB.

Em um contexto prático de elaboração de projeto, o resultado deste único ensaio sinaliza que os fatores multiplicadores-p (f_{mi}) tabelados, se não forem semelhantes, são um pouco conservadores para o solo do C.E.UnB. Este resultado confirma o trabalho de Mokwa (1999), que defende que o tipo de solo não influencia significativamente os fatores multiplicadores-p (f_{mi}).

Em relação à prova de carga do grupo de duas estacas, disposta lado a lado em relação ao sentido de carregamento, foram obtidas condições de contorno de topo classificadas como parcialmente restringida (força cisalhante e rigidez rotacional). Como a rigidez rotacional é desconhecida, foi assumida uma eficiência padrão, valor recomendado na literatura para duas estacas disposta lado a lado. Com base nisso, retroanalizou-se a rigidez rotacional para se obter a curva carga *versus* deflexão.

Outro aspecto observado na comparação de teorias de análise de grupo de estacas foi que, para se estimar esforços máximos, o modelo elástico e linear é aceitável e que, para se estimar deslocamentos, é necessário recorrer a modelos não lineares.

Quanto ao uso do método da estaca equivalente ao grupo (GEP) como ferramenta de projeto:

O deslocamento horizontal no nível de carga de trabalho obtido com método GEP através do *software* LPILE Plus V. 5.0 teve uma boa correspondência com o deslocamento medido na prova de carga de grupo de três estacas revelando ser este uma alternativa no uso prático de projetos de grupo de estacas.

O método GEP na elaboração de projetos tem a vantagem de ser facilmente implementado através do *software* comercial LPILE Plus V. 5.0, e de aproveitar as rotinas embutidas no programa para obtenção das curvas p-y. Entretanto, tem a desvantagem de necessitar de fatores empíricos multiplicadores-p (f_{mi}) para se quantificar o efeito de interação entre as estacas.

Quanto aos parâmetros do solo:

Para o solo sem inundação, a melhor correspondência entre as curvas carga-deflexão medida e a calculada para o topo da estaca foram as curvas concebidas a partir de teorias de curvas p-y, que consideram as parcelas coesivas e friccional do solo e analisam a estaca com a rigidez flexional variável ($E_p I_p$). Neste contexto, verificou-se que as curvas p-y obtidas pelo método de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional, como proposto por Mokwa (1999), analisadas com ($E_p I_p$) variável, resultaram na melhor correspondência entre as curvas carga versus deflexão calculada e a medida no topo da estaca com solo sem inundação.

Convém ressaltar que as curvas p-y validadas neste trabalho não são uma propriedade apenas do solo, mas uma resposta do solo a um carregamento específico para um dado tipo de estaca. Portanto, em qualquer projeto prático no Distrito Federal em que se necessite da deflexão da estaca, é obrigatória e fortemente recomendada a realização de prova de carga horizontal.

Comparando-se os gráficos das curvas carga-deflexão obtidos com a rigidez flexional constante com o calculado com a rigidez flexional variável, para o mesmo método das curvas p-y, constata-se que a influência da rigidez flexional se mostrou bem mais expressiva do que a influência da rigidez do solo no comportamento das estacas para o nível de carregamento analisado.

Como a rigidez flexional influencia significativamente o comportamento da estaca, além da área de aço que se obtém com o dimensionamento, deve-se ter um cuidado com a quantidade mínima de barras, pois a estaca submetida a carregamento lateral submete a seção à flexão composta, portanto, a posição das barras de fato influencia na rigidez à flexão.

Na análise da relação carga-deflexão com solo inundado, obtiveram-se os melhores resultados com as curvas p-y obtidas pelo método do “solo C-Ø” de Reese (1997), analisadas com a rigidez flexional constante. Neste caso, por se tratar de um reensaio, a estaca já se encontrava fissurada e, portanto, não tem sentido simular a degradação da rigidez flexional através da fissuração da estaca utilizando a relação momento-curvatura como foi feito para o primeiro ensaio com solo sem inundação. Na situação de reensaio com solo inundado, a rigidez flexional constante foi obtida para a estaca fissurada, através do momento de utilização (Ms) calculado como metade do momento de escoamento utilizando-se o gráfico momento-curvatura (Figura 4.17a,b).

A obtenção das curvas p-y que modela a reação não linear do solo constitui-se no maior problema para aplicação do método das curvas p-y. Isso porque, para se conseguir reproduzir o comportamento de uma estaca carregada lateralmente com uma curva p-y média que represente, por exemplo, os três primeiros metros medidos a partir da superfície, é necessário obter a estratificação representativa do trecho inicial próximo à superfície e através dos parâmetros geotécnicos representativos, calcular as curvas p-y média para obter uma boa previsão do deslocamento. Diante destas dificuldades, vale a recomendação de Van Impe e Reese (2001), que sugerem a execução de prova de carga lateral nos casos em que há uma maior responsabilidade no projeto de fundação (grandes cargas, cargas acidentais variáveis, etc).

Considerações finais

Os ensaios *in situ* e de laboratório não reproduzem com exatidão as condições mecânicas e geométricas da fenomenologia da interação entre estacas e solo. Ademais, mesmo os modelos mais elaborados têm as suas próprias limitações, uma vez que ainda não incluem alguns aspectos que estudos experimentais têm demonstrado ser importantes. Esse é o caso do método de instalação das estacas: nenhuma análise teórica foi proposta para modelar este problema. Assim, pode-se concluir que a melhor maneira de estudar com exatidão o comportamento de uma estaca carregada horizontalmente em uma situação real, referente a um dado local, a certo método construtivo, etc., é a execução obrigatória de prova de carga em estacas de serviço ou de ensaio que, nas condições mais críticas (seja de solo na umidade natural, seja inundado), represente as condições da obra e da geotecnia local.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A utilização de provas de carga mostrou-se extremamente promissora para a avaliação do comportamento de estacas carregadas lateralmente. Entretanto, a maior parte das análises realizadas baseia-se em modelos de interpretação simplificadas e com algumas limitações. Há necessidade de um maior número de dados experimentais para a comprovação plena das conclusões aqui apresentadas, especialmente provas de carga instrumentadas e um maior número de pontos analisados.

Assim, recomenda-se a ampliação das pesquisas voltadas principalmente à utilização de ferramentas mais refinadas para se analisar o comportamento das estacas submetidas a carregamentos horizontais. Também se recomenda retroanalisar numericamente as provas de carga horizontais aqui apresentadas. Neste caso, sugere-se:

- A utilização de instrumentação para medição dos deslocamentos e inclinações, a fim de obter as curvas p-y em diferentes pontos ao longo da profundidade.
- O desenvolvimento de novas metodologias de previsão direta de capacidade de carga horizontal especificamente para este tipo de solo.
- A eventual simulação numérica do problema.

Outra questão que necessita de maior volume de pesquisas consiste na avaliação do comportamento de grupos de estacas solicitadas horizontalmente. Entretanto, sugere-se uma ampliação desta pesquisa. Adicionalmente, reforça-se a importância da realização de ensaios especiais para avaliação do efeito do grupo, particularmente mais provas de cargas instrumentadas e ensaios *in-situ* em distintas condições do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1991b). Estacas – Prova de Carga: NBR-12131 (antiga MB-3472). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT (2010). Projeto e Execução de Fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ. 12p

- Abagnara, V. (2009). Modellazione e analisi di pali sotto carichi orizzontali. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II, 463 p.
- Abreu, P. S. B. (2013). Execução de estacas em solos lateríticos, Publicação G.DM-235/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- Alizadeh, M.; Davisson, M. T. (1970). Lateral load tests on piles – Arkansas River Project, Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, v.96, n° SM5.
- Alves, D.F. (2012). Avaliação da Carga Última de Estacas Carregadas Horizontalmente. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Lisboa. Portugal. 209 p.
- Albuquerque, P. J. R. et. al. (2010). Utilização dos métodos de previsão de carga de ruptura à compressão, em provas de carga horizontais. Artigo. Universidade Estadual de Campinas, 10 p.
- Almeida, A.M. (2008). Análise do comportamento de estacas Strauss submetida a carregamento horizontal no solo da região de Londrina - PR. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Londrina, 156 p.
- Alonso, U.R. (1989). Dimensionamento de fundações profundas. São Paulo. Edgard Blücher. 169p.
- Anjos, G. J. M. (2006). Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. 341p.
- Araki, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Departamento de Eng. Civil e Ambiental, UnB. DF, 113p
- Assis (2012). Métodos Estatísticos em Geotecnia. Apostila do curso de Pós-graduação em Geotecnia. Prof. André Pacheco de Assis. Programa de Pós-graduação em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, 278 p.
- Basile, F. (1999). Non-linear analysis of pile groups under general loading conditions. Thesis submitted to the University of Glasgow to the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. 263p
- Blanco, S.B., (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília – Trecho Asa Sul, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95 p.
- Bowles, J.E. (1988). Foundation Analysis and Design, 4th edition, McGraw Hill, Inc.

- Bogard, D. & Matlock, H. (1983). Procedures for analysis of laterally loaded pile groups in soft clay. *Geot. Practice in Offshore Engineering*, Ed. S. C. Wright, ASCE, New York, 499-535.
- Brinch Hansen, J. (1961). The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces. The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin n° 12: 5-9.
- Broms, B. B. (1964a). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 90. p.27-63
- Broms, B. B. (1964b). Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 90. p. 123-156.
- Branson, D. E. (1965). Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams. HPR Publication, Alabama Highway Department, U. S. Bureau of Public Roads, n. 7, part 1, p. 1-78.
- Brown, D.A.; Morrison, C.; Reese, L.C. (1988). Lateral load behavior of a pile group in sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 114, No. 11, pp. 1261-1276.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Araki, M.S., Palmeiras, E.M. (1994). Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília, Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, 3: 1157-1163.
- Camapum de carvalho, j. & leroueil, S. (2000). Modelo de Normalização da Curva Característica. 32º Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, 1:96-106. Campos, J., & Freitas-Silva, F. (1998). Geologia do distrito federal. inventário hidrogeológico do distrito federal. Tech. Rep. Vol, Parte I, pp. 1-86, UnB/IEMA, Brasília, Brasil.
- Cardoso, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e Estudo da Dinâmica do Colapso, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 142 p.
- Carvalho, M.N (1995). Seminário da Disciplina Geotecnia dos Solos Tropicais,. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 6p.
- Carvalho, D; Albuquerque, P.J.R, ; Claro, A.T.; Ferreira, C.V. (1996) Análise de Estaca Carregada Transversalmente no Topo, em Solo Residual de Diabásio. SEFE III. São Paulo. Vol 1, p. 145-154.
- Castelli, F., Maugeri, M. & Motta, E. (1999). Discussion on “ Design of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soils Using p-y Curves. *Soils and Foundations*. Vol. 39. p. 133-135.
- Cintra, J. C. A., Albiero, J. H.(1982). Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (nh) através de provas de carga lateral em estacas. In: Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações, 7, Recife, PE. Anais. Recife, PE: ABMS, 1982. v. 2, p. 123-138.

- Cintra, J. C. A. (2004). Aplicações da Mecânica dos Solos Não-Saturados-Fundações em Solos Colapsíveis. 5º Simpósio Brasileiro de solos não-saturados, São Carlos, SP. p. 19.
- Clímaco, João Carlos Teatini de Souza, (2008). Estrutura de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação - 2º ed. Revisada. Brasília, 2008.
- Cox, W. R., Dixon, D. A., and Murphy, B. S. (1984). "Lateral-load tests on 25.4-mm (1-in.) diameter piles in very soft clay in side-by-side and in-line groups." Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM STP 835, 122-139.
- Cunha (2010). Fundações. Apostila do curso de Pós-graduação em Geotecnia. Prof. Renato Pinto da Cunha. Programa de Pós-graduação em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, 477 p.
- Cunha R. P., Camapum de Carvalho (1997). Analysis of the Behavior of a drilled pier foundation in a weathered, foliated and folded slate. Proc. XIV ICSMFE. V. I. p 785-786. Hamburgo. Alemanha
- Cunha, R.P., Jardim N.A. E Pereira, J.H.F.(1999). "In Situ Characterization of a Tropical Porous Clay via Dilatometer Tests." Geo -Congress 99 on Behavioral Characteristics of Residual Soils, ASCE Geotechnical, Special Publication 92, Charlotte, pp.113-122.
- Cunha, R.P., Kuklík, P. & Laurin, J. (2002). Evaluation of deep foundations in tropical residual soil by a semi analytical mathematical procedure coded in industrial software. First South-American Congress on Computational Mechanics, Santa Fe-Paraná, Argentina, 9: , 1045–1062.
- Cunha, R. P. (2011). Acquired knowledge on the behavior of deep foundations vertically and horizontally loaded in the soil of Brasília. Soils & rocks, v. 34, p. 177-194.
- Davies, T. G., & Budhu, M. (1986). Non-Linear Analysis of Laterally Loaded Piles in Heavily Overconsolidated Clays. Géotechnique, 36, N. 4, 527-538
- Davisson, M. T. (1963). Estimating Buckling Loads for Piles. Proc. Second Pan-American Conf. On Soil Mechanics and Foundation Eng., Rio de Janeiro, RJ, Vol. 2: 1035-1038.
- Davisson, M. N. & Robinson, K.E. (1965). Bending and buckling of partially embedded piles. In: International Conference On Soil Mechanics And Foundations Engineering, 6, Montreal, Canadá. Proceedings... Montreal, Canadá: [s.n]. v. 2, p. 243-246.
- Das, Braja M. (2007). Principles of geotechnical engineering: ISBN 85-221-0548-0.
- Décourt, L. (1999). Behavior of Foundations under Working Load Conditions. 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Foz do Iguaçu, 4: 453-488.
- Del Pino Júnior, A. (2003). Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavada com trado mecânico, solicitado por esforços transversais – Ilha Solteira Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual Paulista.

- Duncan, J. M. & Chang, C. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 96, N°. SM5, p. 1629-1653.
- Duncan, J. M. & Evans JR., L. T. (1994). Lateral load analysis of single piles and drilled shafts, JGED, ASCE, v.120, n. 6, p. 1018-1033.
- Ercan, A. (2010). Behaviour of Pile Groups Under Lateral Loads. Thesis submitted to the graduate school of natural and applied Sciences of Middle East Technical University to the requirements for the degree of Master of Science In Civil Engineering. 141p
- Ensoft, Inc. LPILE Plus 5.0. Ensoft, Inc., 2005.
- Ferreira, Cláudio Vidrih; Lobo, Ademar da Silva; Carvalho, David de; Albuquerque, Paulo José Rocha. Efeito do solo-cimento no comportamento de estaca carregada lateralmente. XVI CAMSIG 2002.
- Fredlund, D.G., morgenstern, N. R. & Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15(3): 313-321.
- Fredlund, D.G. & rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. JohnWiley and Sons, New York, USA, 486p.
- Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. and Elson, W. K. (1992). Piling Engineering. Surrey University Press, John Wiley and Sons, New York, NY, 374 p.
- Focht, J.A. & Koch (1973). Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups. Proc. 5th Offshore Tech. Conf. Houston, 2 OTC 1986: p. 701-708.
- Gazioglu, S.M.; O'Neil, M.W. (1984). Evaluation of p-y relationships in cohesive soils. Proceedings Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE Technical Council on Codes and Standards, ASCE National Convention, San Francisco, California, J. Meyer Editor, p. 192-213.
- González, J. R. (2014). Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 135 p.
- González, J.R. (2006). Diagramas Momento vs Curvatura de secciones rectangulares con refuerzo simple de hormigón armado. Análisis de la influencia combinada de efectos mecánicos y reológicos sobre la rigidez seccional. Trabajo de Diploma, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, ISPJAE, La Habana, Cuba, 104 p.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Hetenyi, M. (1946). Bams on Elastic Foundations. Ann Arbor: University of Michigan Press.

- Huang, J. W. (2011). Development of modified p-y curves for Winkler Analysis to characterize the lateral load behavior of a single pile embedded in improved soft clay. Thesis submitted to the Iowa State University to the requirements for the degree of Master of Science In Civil Engineering. 141p
- Ilyas, T., Leung, C.F., Chow, Y.K., Budi, S.S.. Centrifuge model study of laterally loaded pile groups in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130 (3), 274–83, 2004.
- Jardim, N. Almeida. Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, DF, 1998.
- Jardim, N. A. & Cunha, R. P. (1998). Cálculo do Coeficiente de Reação Horizontal da Argila Porosa de Brasília por Retroanálise de Provas de Carga. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. XI COMBRAMSEG, Brasília, Brasil, III: 1631-1638
- Lima, M. (2001). Avaliação de Metodologias de Projeto para Estacas Carregadas Horizontalmente Assentes em Argila Porosa Colapsível. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-084/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 107 p.
- Mazurkiewicz, B.K. (1972). Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Comm. On Pile Research Report, nº 35, 20 p.
- Kondner, R. L. (1963). Hyperbolic Stress-Strain Resonse: Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, N°. SM!: p. 121-127.
- Matlock, H. (1970). Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. 2nd Offshore Technical Conference, Houston, Texas, Vol. 1: 577-594.
- Matlock, H.; Reese, L. C. (1960). Generalized solutions for laterally loaded piles. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, v. 86, no SM5, October, p. 63-91.
- Matlock, H.; Reese, L. C. (1961). Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: *ICSMFE*, 5, Paris. p. 91-97.
- McVay, M.C.; Casper R.; Shang, T. (1995). Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 121, No.5, Maio, p. 436-441.
- Mandolini A., Russo G., Viggiani C. (2005). Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 1, p. 177–213.
- Matos Filho, R.F. (1999). Análise da Interação Estaca-Solo Via Combinação do Método dos Elementos Finitos com O Método dos Elementos de Contorno. Dissertação apresentada à escola de engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas. 132p.

- Mascarenha, M.M.A. (2003). Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação no G.DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- Meneses, P.J.B.S (2007). Grupo de Estacas sob Ações Horizontais e Análise com Recurso a Multiplicadores-p. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa. Portugal. 100 p.
- Miguel, M. G. (1996). Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia da EESC/USP de São Carlos, São Carlos, 168 p.
- Miranda, G. (2006). Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo, nas condições natural, melhorada e inundada. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp. 274p.
- Miche, R. J. (1930). Investifation of piles subject to horizontal forces. Application to Quay Walls. Journal of the Shool of Engineering, n 4, Giza, Egipt.
- Mokwa, R.L. (1999). Ivestigation of the resistance of pile caps to lateral loading. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.403p.
- Mota, N.M.B. (2003). Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 336 p.
- Murchison, J. M. & O`neill, M. W. (1984). Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils. In Proc., Symposium of Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, San Francisco, 174-191.
- Nokkentved, C. (1924). Beregning av paleverker. Kopenhagen
- Novaes Pinto, M. (1993). Caracterização Geomorfológica do Cerrado: Caracterização, Ocupação e Perspectivas. Universidade de Brasília – UnB, Brasília, DF, 681 p.
- O`Neill, M.W., Ghazzaly, O.I. & Ha H.B. (1977). Analysis of three-dimensional pile groups with nonlinear soil response and pile-soil-pile interaction. Proc. 9th OTC, Houston, Paper OTC 2838, 245-256..
- Palmer, L.A., Thompson, J.B. (1948). The Earth Pressure and Deflection Along The Embedded Lenghts of Piles Subject to Lateral Thrust, In: Iinternational Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 2, Rotterdam. Anais... Rotterdam: [s.n]. v. 5, p. 156-161.
- Palocci, A. (1998). Ensaios de Compressão Triaxial em Amostras Indeformadas do Solo do Campo Experimental da Geotecnia da UnB. Relatório de Laboratório em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 155 p

- Pathak, B. (2011). Analysis of Static Lateral Load Test of Battered Pile Group Ati-10 Twin Span Bridge. Dissertation submitted to the Graduate School of the Louisiana State University and Agriculture and Mechanical College in partial fulfillment of the requirements for the degree Mater of Science in Civil Engineering. 170p
- Poulos, H. G. (1971). Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, p. 711-731.
- Poulos, H. G. (1973). Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, v. 99, n. SM5.
- Poulos, H. G. (1975b). Settlement Analysis of Structural Foundtion Systems. Proc. 4th SE Asian Conf. SMFE, Kuala Lumpur, pp. 4-62
- Poulos, H.G. (1979). Group factors for pile-deflection estimation. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 105, GT 12, Dezembro, pp. 1489-1509.
- Poulos, H.G. e Davis, E. H. (1980) *Pile Foundation Analysis and Design*. Robert E. Krieker Pub. Company, Inc., Florida, 397 p.
- Poulos, H.G. 2000a. Pile testing - From the designers viewpoint. *Statnamic Loading Test 98*, Balkema, Rotterdam, 3-21
- Poulos, H.G., Carter, J.P. and Small, J.C. 2001. Foundations and retaining structures - Research and practice. Proc. XV Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 4, 2527- 2606
- Randolph, M.F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Geotechnical*, 31(2): 247–259.
- Reese, L. C., Cox. W. R., koop. F. D. (1974). Analisis of laterally loaded piles in sand. In: *Offshore Technologic Conference*, Houston, Texas. Proceeding, Houston, Texas: [s.n]. p. 473-483.
- Reese, L. C., Cox. W. R., koop. F. D. (1975). Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay, paper n°. OTC 2313, *Proceeding, Seventh Offshore Technologic Conference*, Houston, Texas. Proceedings, Houston, Texas.
- Reese, L. C.(1997). Analysis of laterally loaded piles in weak rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE* 123(11): 1010-1017.
- Reese, L. C., and Wang, S. T. (1997). “LPILE Plus 3.0 Technical manual of documentation of computer program.” Ensoft, Inc., Austin, Texas.
- Reese, L.C. e Van Impe W.F. (2001), *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, London, Balkema, 463 p.
- Reese, L. C., e S. T. Wang. (2006). *Computer Program LPILE Plus - Verification of Computer Program LPILE as a Valid Tool For Design Of a Single Pile Under Lateral Loading*, Technical Manual. Ensoft, Inc.

- Reese, L.C. e Van Impe, W.F. (2001) "Single piles and piles groups under lateral loading" Balkema, Rotterdam.
- Reese, L.C., Matlock, H. (1956). Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. In: Texas Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 8, Austin, Texas. Proceedings... Austin, Texas: The University of Texas. p.1-41.
- Rémy, J. P.; Mariano, J. S. V.; Marinho, C. C.; Cerejeira, J. M. G. Determinação do módulo de reação horizontal a partir de provas de carga horizontal em tubulões de 1,80 m de diâmetro e sua aplicação no projeto dos piers do Porto de Sepetiba. Revista Solos e Rochas, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, v. 2, no 1, Agosto, 1979, p. 5-21.
- Ribeiro, G.W. (1999). Estudo da Influência da Saturação na Interação Solo de Fundação/Estaca de Solo-Cimento. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126 p.
- Ricci, F. (1995). Análise de estacas carregadas transversalmente no topo, com ênfase na influência da variação da rigidez flexional. Dissertação de Mestrado apresentada à escola Pilitécnica - USP, São Paulo, 1995, 274 p.
- Rollins, K., T. Gerber, J. Lane, and S. Ashford. (2003) "Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand," submitted to Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers.
- Rollins, K. M.; Lane, J. D. e Gerber, T. M. (2005) "Measured and Computed Lateral Response of a Pile Group in Sand" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, nº 1, p. 103-114.
- Rollins, K. M.; Olsen, K. G.; Jensen, D. H; Garrett, B. H.; Olsen, R. J. e Egbert, J. J. (2006) "Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, nº 10, p. 1272-1283.
- Santos, J.A. (1999). "Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas" Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Salomão, F.X.T. (1998). Geologia de engenharia (SP). Solos e Rochas. São Paulo, p. 87-99
- Samara, V. (1985). Análise de provas de carga horizontais em estacas metálicas cravadas na baixada santista (SP). Solos e Rochas.
- Schiel, F. (1957). Estática dos Estaqueamentos, Publicação n.10, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo.
- Sales, M.M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.

- Santos, R.G. (2010). Carregamento lateral de grupos de estacas na argila porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado não concluída. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Schaffer, A. (2006). Estrutura de concreto armado flexão composta. Apostila de apoio ao curso de estrutura de concreto armado II, Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul.
- Silva, A.A.E.F. (2012). Contribuição da não-linearidade física em vigas de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 175 p.
- Silva, P.H.L. (2012). Dimensionamento de Pilares Mistos de Aço e Concreto. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estrutura e Geotecnia. 318 p.
- Skempton, A.W. (1951). The bearing capacity of clays. Proceedings, Building Research Congress, Division I, London, England.
- Sousa, C.T. (2006). Ensaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Ações Horizontais. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto. Portugal. 266 p.
- Townsend, F.C.; McVay, M.C.; Ruesta, P.; Hoyt, L. (1997). Prediction and evaluation of a laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge,” Report No. WPI 0510663, Department of Civil E Vargas, M. Introdução à Mecânica dos Solos, São Paulo, McGraw-Hill do Brasil Ltda, 509 p.
- Van Der Veen. N, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Suíça, Vol. 2.
- Velloso, D.A. & LOPES, F.R. (2002). *Fundações*. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.
- Won, J. e Kulhawy, F.H., (2009). Reduction of Pile Displacement for Restrained-Head Single Pile. Journal of Civil Engineering, p. 143-152.
- Van Der Veen, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.
- Zammantaro, B. B. (2004). Estudo de Comportamento de Estacas Tipo Escavada e Hélice Contínua, Submetidas a Esforço Horizontal em Solo não Saturado de Diabásio. Projeto de Pesquisa. Unicam. 23p.

APÊNDICE A

A. RESULTADO DAS PROVAS DE CARGAS

Resultado da prova de carga horizontal executada no campo experimental da UnB por Santos (2010):

EHC1

EHC2

EHC3

Isolada natural		Isolada inundada		grupo 2 natural		grupo 2 inundado		Grupo 3			
Carga KN	mm	Carga KN	mm	Carga KN	mm	Carga KN	mm	Natural (26/09)		Pré-inundado (3/10)	
								Kgf	mm	KN	mm
0,00	0,00	0,00	5,97	0,00	0,00	0,0	2,48	0,00	0,00	0	1,92
1,95	0,03	1,56	7,15	15,07	0,38	0,1	2,48	19,82	0,22	29,98	2,49
4,95	0,53	2,80	8,62	24,10	0,87	12,6	3,46	34,82	0,46	35,09	2,87
10,00	1,52	3,84	9,73	34,99	1,52	12,8	3,54	40,96	0,62	41,45	3,31
13,58	2,73	6,92	12,72	41,31	2,58	16,2	4,13	47,68	0,96	48,12	3,68
15,73	3,78	9,84	14,54	45,80	3,16	20,1	4,95	60,08	1,32	56,81	4,24
17,36	4,61	13,27	17,02	58,36	5,59	20,3	4,98	64,86	1,57	65,01	4,77
21,11	7,92	18,00	19,79	85,37	11,85	24,7	5,85	72,88	1,89	73,82	5,25
22,71	8,86	19,89	20,77	90,55	12,95	30,3	6,74	75,28	2,19	89,06	6,08
24,59	10,42	21,08	21,24	92,98	14,10	35,3	7,73	82,22	2,58	98,10	6,86
27,12	13,18	25,15	24,77	95,21	15,26	41,3	8,59	96,43	3,50	101,53	7,34
29,90	16,05	27,08	27,39	88,40	15,31	50,5	10,30	110,92	4,53	112,85	8,42
31,36	18,36	28,64	30,36	88,33	15,31	54,6	11,09	120,75	5,56	115,43	8,91
32,49	20,50	29,05	32,32	88,30	15,31	61,0	11,92	121,86	5,91	118,81	9,93
34,41	26,29	20,32	32,26	88,23	15,31	72,6	14,17	120,63	5,94	123,01	11,59
26,24	25,00	15,28	32,00	88,16	15,31	84,5	19,11	119,97	5,94	116,32	11,66
17,92	22,58	10,50	30,57	88,09	15,31	89,9	20,84	119,52	5,94	96,98	11,54
11,01	19,36	8,20	28,40	88,05	15,31	84,0	21,27	115,96	5,94	97,01	11,54
0,00	5,97	6,01	25,10	87,99	15,31	57,3	19,74	115,87	5,93	96,47	11,54
		4,41	21,61	87,92	15,31	33,0	15,21	95,76	5,93	96,29	11,54
		3,97	20,89	87,85	15,31	21,0	11,31	95,70	5,93	96,32	11,54
		0,00	9,63	87,78	15,31	21,2	11,31	64,04	5,38	96,44	11,53
				69,69	14,06	0,0	5,28	30,59	3,97	69,93	10,79
				69,66	14,04			31,19	3,96	69,08	10,78
				69,63	14,04			31,98	3,96	33,56	8,33
				69,60	14,04			17,22	3,14	34,78	8,33
				69,57	14,04			18,17	3,14	18,77	6,58
				69,54	14,04			0,00	1,92	18,92	6,57
				69,51	14,04			0,00	1,92	18,92	6,57
				69,44	14,03			0,00	1,92	0,00	4,09
				69,41	14,03						
				69,38	14,03						
				69,35	14,03						
				69,32	14,02						
				69,28	14,02						
				69,25	14,02						
				69,22	14,02						
				46,97	11,79						
				23,97	7,70						
				23,97	7,69						
				23,97	7,69						
				8,05	4,14						
				0,00	2,56						
				0,00	2,51						
				0,00	2,48						

Figura A. 1 – Resultado das provas de cargas

B. Fator de eficiência em função do fator multiplicador (fm) das curvas p-y

Dedução da Equação (4.18) que permite calcular o fator de eficiência do grupo (G_e) em função do fator multiplicador (f_m) das curvas p-y, retroanalisado no Software LPILE *plus* V.5.0 na aplicação do método GEP.

Considera-se a Equação (4.16) definida na seção 4.2.2.7 para obter as curvas p-y para estaca equivalente ao grupo. Para encaminhamento da dedução a Equação (4.16), é reescrita e chamada de Equação (B1)

$$P_G = (p \text{ da estaca isolada}) \times \sum_{i=1}^N f_{mi} \quad (\text{B.1})$$

Da definição do método GEP, tem-se que o fator multiplicador das curvas p-y (f_m) é soma dos multiplicadores-p (f_{mi}) das estacas do grupo, ou seja:

$$f_m = \sum_{i=1}^N f_{mi} \quad (\text{B.2})$$

Considerando-se o fator de eficiência do grupo escrito em função do multiplicador-p (f_{mi}) e do número de linhas no grupo definido pela Equação (2.86), para encaminhamento da dedução, Equação (2.86) é reescrita e chamada de Equação (B.3):

$$G_e = \frac{\sum_{i=1}^m f_{mi}}{m} \quad (\text{B.3})$$

Na equação acima, tem-se que a soma dos multiplicadores-p de cada linha i (f_{mi}) dividida pelo número de linhas do grupo (m) resulta no fator de eficiência (G_e). Então, considerando o somatório que está no numerador da equação (B.3) e, admitindo que as estacas da mesma linha tenha o mesmo valor f_{mi} , e que cada linha tem o mesmo número de estacas (n), a seguinte igualdade pode ser estabelecida:

$$\sum_{i=1}^N f_{mi} = n \sum_{i=1}^m f_{mi} \quad (\text{B.4})$$

Multiplicando e dividindo a Equação (B.4) por m :

$$\sum_{i=1}^N f_{mi} = \frac{m.n \sum_{i=1}^m f_{mi}}{m} \quad (\text{B.5})$$

Como $N=m.n$ número de estacas no grupo, a Equação (B.5) é reescrita da seguinte forma:

$$\sum_{i=1}^N f_{mi} = \frac{N \sum_{i=1}^m f_{mi}}{m} \quad (\text{B.6})$$

Então resulta que o fator de eficiência do grupo pode ser calculada pelo fator multiplicador (f_m) das curvas p-y:

$$Ge = \frac{\sum_{i=1}^m f_{mi}}{m} = \frac{\sum_{i=1}^N f_{mi}}{N} = \frac{f_m}{N} \quad (\text{B.7})$$

C. Cálculo das curvas p-y

Curvas p-y com solo na umidade natural:

Cálculo das curvas p-y pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999), com os parâmetros do solo na condição de umidade natural:

Os dados da Tabela 4.7 que relacionam os parâmetros geotécnicos são inseridos na planilha mostrada na Figura C.1 para efetuar o cálculo das curvas p-y.

		$P_{ult} = (\gamma K_q + cK_c)MD \quad P = 0,5 P_{ult} \left[\frac{y}{(A \varepsilon_{50} D)} \right]^n$						
Propriedades do solo		0-2	2-4	4-6	6-8			
Profundidade	(m)	1,0	3,0	5,0	6,0			
Coesão (c)	(kPa)	24,0	26,4	30,0	43,0			
Ângulo de atrito (Ø)	(°)	28,0	28,0	29,7	26,8			
Peso específico do solo (Y)	(kN/m³)	13,5	14,3	14,6	15,9			
Eso	(-)	0,0400	0,0250	0,0200	0,0200			
Kq	(-)	7,5	12,0	9,0	9,5			
Kc	(-)	30,0	48,0	42,0	46,0			
M	(-)	0,85	0,85	0,85	0,85			
D = B (diâmetro)	(m)	0,30	0,30	0,30	0,30			
A	(-)	2,50	2,50	2,50	2,50			
n	(-)	0,33	0,33	0,33	0,33			
z/B	(-)	3,33	10,00	16,67	20,00			
Pult(kN/m) =		209,419	454,41	488,835	735,497			
P/Pult	P	P		P		P		
	Y	Y		Y		Y		
	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)	(kN/m)	(m)
0,1	20,9419	0,00023	45,441	0,0001429	48,8835	0,0001143	73,5497	0,0001143
0,2	41,8838	0,00187	90,882	0,0011671	97,767	0,0009337	147,099	0,0009337
0,3	62,8256	0,00638	136,323	0,0039878	146,651	0,0031902	220,649	0,0031902
0,4	83,7675	0,01526	181,764	0,0095353	195,534	0,0076282	294,199	0,0076282
0,5	104,709	0,03	227,205	0,01875	244,418	0,015	367,748	0,015
0,6	125,651	0,05213	272,646	0,0325795	293,301	0,0260636	441,298	0,0260636
0,7	146,593	0,08316	318,087	0,0519773	342,185	0,0415818	514,848	0,0415818
0,8	167,535	0,12464	363,528	0,0779017	391,068	0,0623213	588,397	0,0623213
0,9	188,477	0,1781	408,969	0,1113152	439,952	0,0890521	661,947	0,0890521
1,0	209,419	0,24503	454,41	0,153184	488,835	0,1225472	735,497	0,1225472

Figura C. 1 – Planilha de cálculo das curvas p-y pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999).

Onde: P_{ult} é a resistência última por unidade de comprimento da estaca; ε₅₀ é a deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio, determinada em ensaio triaxial; D é a

largura ou diâmetro da estaca, e A é a constante que varia de 0,35 a 3,0; M é o fator empírico de modificação igual a 0,85 (adimensional); γ o peso unitário do solo de fundação, $[FL^{-3}]$; z é a profundidade medida da superfície do terreno, $[L]$; γ o peso unitário do solo de fundação, $[FL^{-3}]$; c' a coesão do solo, $[FL^{-2}]$; ϕ' ângulo de atrito do solo; K_q o coeficiente para a componente friccional da resistência do solo obtido na Figura C.2; K_c o coeficiente para a componente coesiva da resistência do solo obtido na Figura C.2;

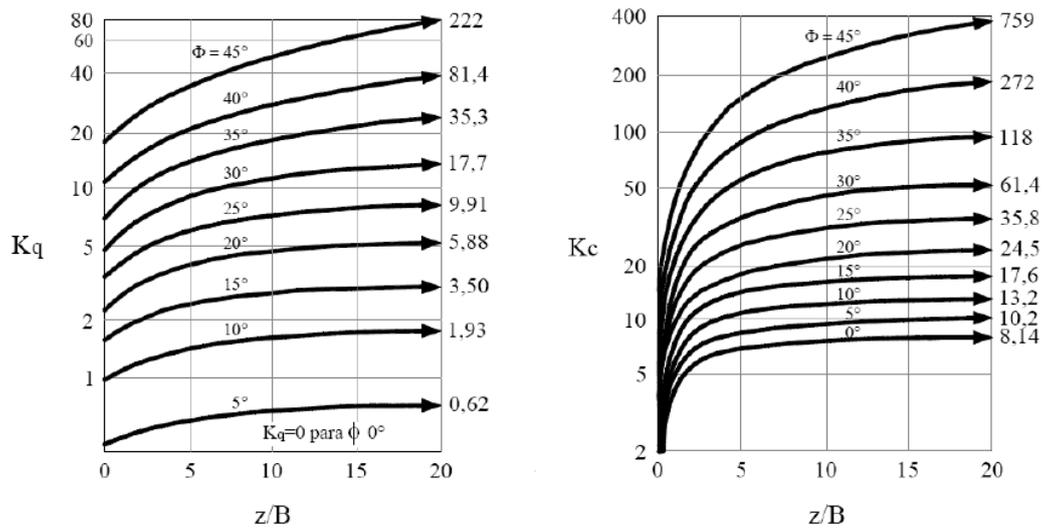


Figura C. 2 - valores k_q e k_c em função da razão z/B e ângulo de atrito interno do solo (Poulos e Davis, 1980).

A Figura C.3 mostra gráfico das curvas $p-y$, as quais foram obtidas no cálculo da planilha que se encontra na Figura C.1.

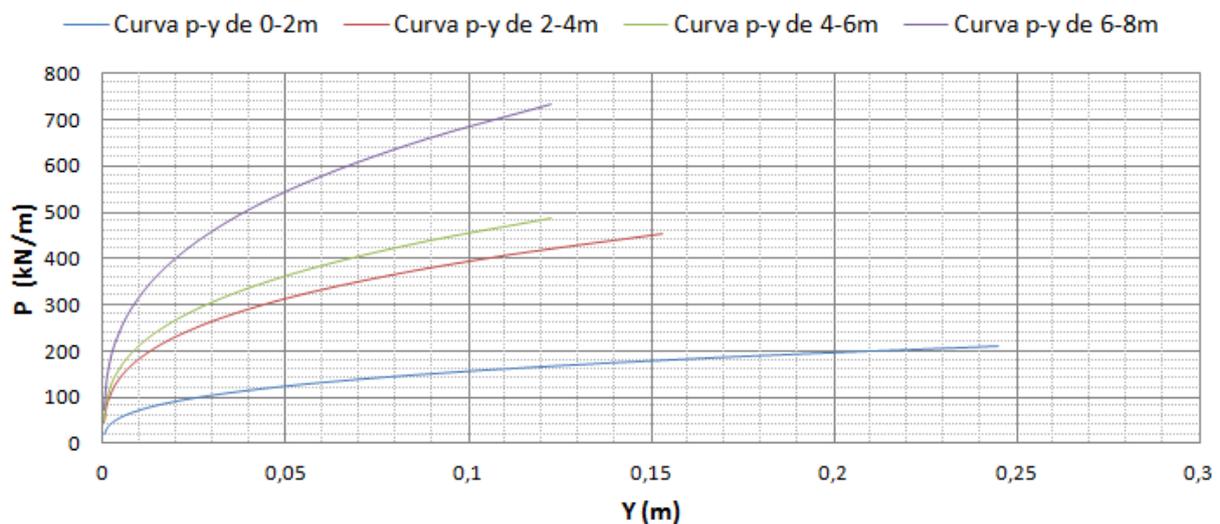


Figura C. 3 – Curvas $p-y$ obtidas pela teoria de Brinch Hansen (1961) para solo coesivo-friccional como proposto por Mokwa (1999), com solo na umidade natural.

A Figura C4 mostra gráfico das curvas p-y, que foram calculadas internamente pelo programa LPILE através dos dados da Tabela 4.8.

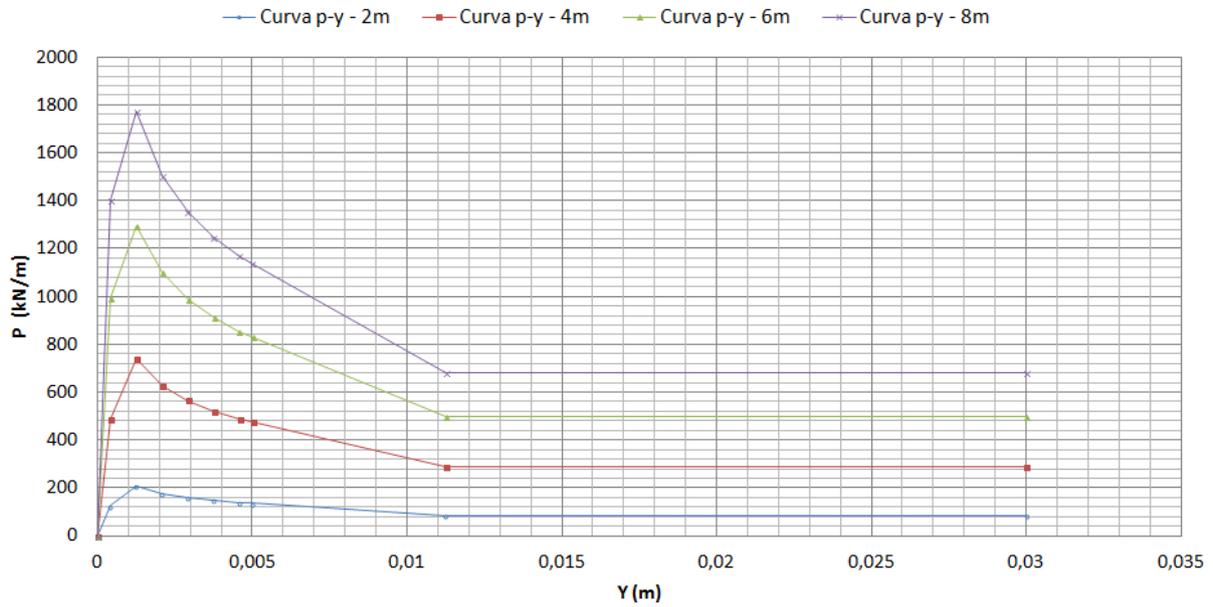


Figura C. 4 – Curvas p-y obtida pelo método do “solo C-Ø” de Reese 1997 com solo na umidade natural.

A Figura C.5 mostra gráfico das curvas p-y que foram calculadas internamente pelo programa LPILE através dos dados da Tabela 4.9.

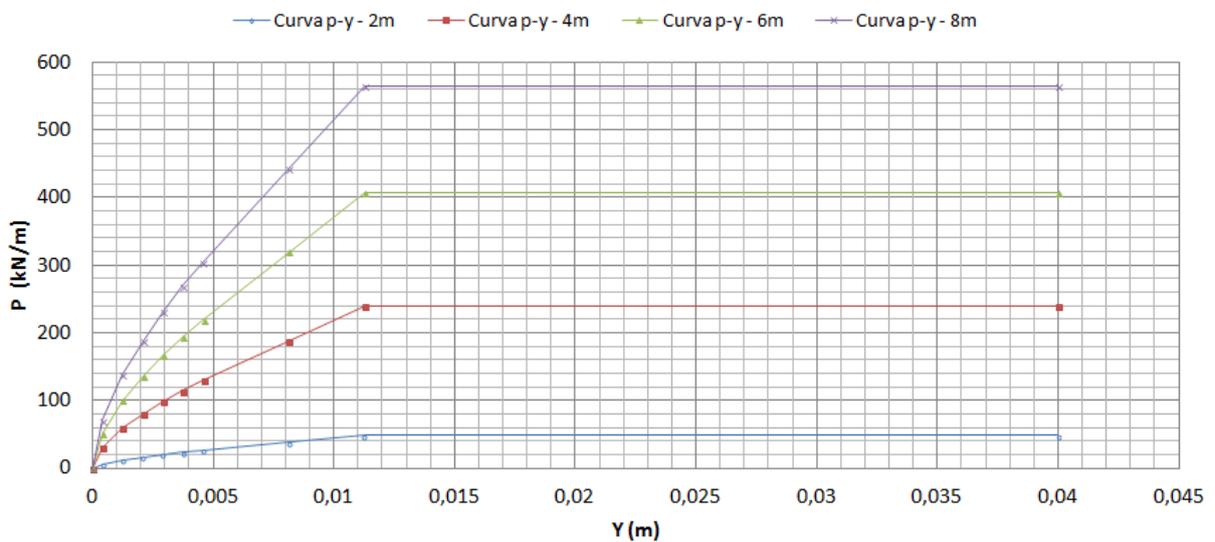


Figura C. 5 – Curvas p-y obtida pelo método de Reese 1974 para solo arenoso com solo na umidade natural.

Curvas p-y com solo Inundado:

A Figura C.6 mostra gráfico das curvas p-y validadas para o solo inundado que foi calculado internamente pelo programa LPILE através dos dados da Tabela 4.16.

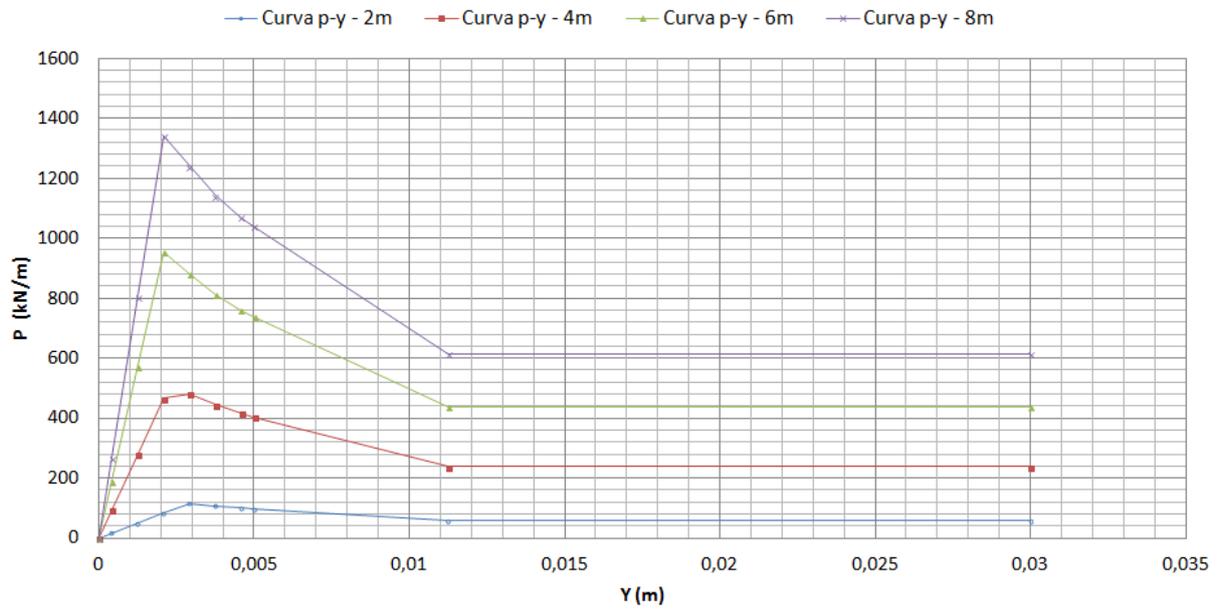


Figura C. 6 – Curvas p-y obtida pelo método do “solo C-Ø” de Reese 1997 com solo inundado.

D. Cálculo do momento resistente

Cálculo do momento resistente (M_{yield}), através do uso de ábacos de diagrama de interação apresentado por Alonso (1989), para o caso de seções circulares maciças. O cálculo inicia com obtenção da taxa mecânica de armadura que geralmente é representado por ω , mas no diagrama considerado, é representado pela letra p e pelo coeficiente adimensional (n):

$$p = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \tag{D.1}$$

$$n = \frac{N_d}{d_b^2 f_{cd}} \tag{D.2}$$

Com os valores (p , n), entra-se no ábaco e obtém-se (m) e, pela Equação (D3), calcula-se o momento de plastificação: $M_{yield} = 1,5M_d$

$$m = \frac{M_d}{d_b^3 f_{cd}} \tag{D.3}$$

ESTACA	
f_{ck} (MPa)	20
Diâmet. (cm)	30
AÇO	
Quant. barras	4
Bitola (mm)	16
f_{syk} (MPa)	500
área(m²)	8,04E-04
f_{cd} (MPa)	12,14
f_{syd} (MPa)	435
p	0,407
n	0,000
mi (tabela)	0,1
M_d(kN.m)=	32,8
FS =	1,5
M_{RK}(kN.m)=	49,2

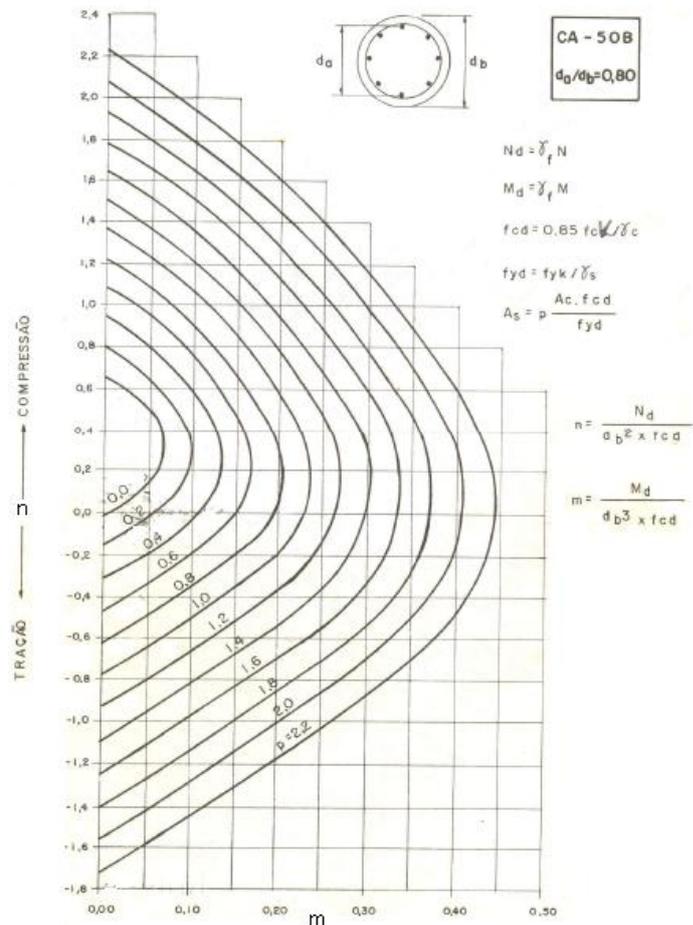


Figura D. 1– Diagrama de interação (Alonso, 1989).

E. Diagrama bi-linear do momento-curvatura

Foi desenvolvida, no *software* Microsoft Excel, uma planilha para gerar o diagrama momento-curvatura bilinear (Figura E.1) com as equações demonstradas neste apêndice. O diagrama bi-linear é uma simplificação do diagrama apresentado na Figura 2.23, o qual fica definido por dois seguimentos de reta, bastando apenas ser conhecido o momento crítico (M_{cr}), que define o início da fissuração, o momento do início da plastificação (M_{ip}) e as correspondentes curvaturas.

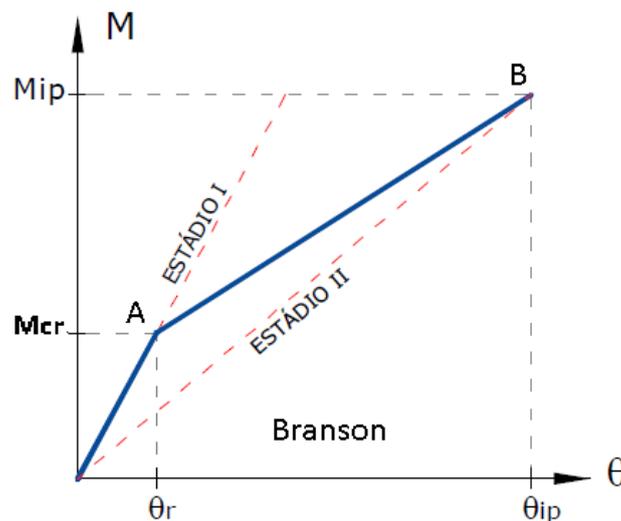


Figura E. 1– Diagrama momento-curvatura bi-linear (Adaptado de Silva, 2012).

Na redução da rigidez flexional como função do momento fletor aplicado, considera-se a equação empírica que determina o momento de inércia efetivo através do momento de inércia na seção fissurada e o momento de inércia na seção íntegra entre as fissuras. Essa equação foi apresentada por Branson (1965):

$$I_E = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_I + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \leq I_g \quad (E.1)$$

Onde:

M_{cr} = momento fletor crítico da seção analisada, define o início da fissuração;

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} I_I}{y_t} \quad (E.2)$$

f_{ct} = resistência à tração do concreto

$$f_{ct} = 0,3(Fck)^{2/3} \quad (E.3)$$

I_E = momento de inércia efetivo;

Fck = resistência característica do concreto à compressão;

y_t = distância da fibra mais tracionada ao CG da seção (raio da seção da estaca);

M_a = momento fletor atuante;

I_I = momento de inércia da seção de concreto no estágio I;

I_{II} = momento de inércia da seção de concreto fissurada no estágio II;

Adotando-se o modelo de diagrama bi-linear, o cálculo inicia a partir da definição do ponto A do diagrama momento-curvatura da Figura E.1, sendo o ponto A definido pelo momento de início de fissuração (M_{cr}) e a respectiva curvatura $(1/r)_r$. O momento de fissuração (M_{cr}) é avaliado a partir da Equação (E.2); a curvatura no ponto A é dada pela seguinte equação:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_r = \frac{M_{cr}}{E_p \cdot I_I} \quad (E.4)$$

Para chegar ao ponto B do diagrama momento-curvatura representado na Figura E.1, calculam-se as propriedades do Estádio II. Sabendo que o momento estático em relação à linha neutra elástica (Figura E.2) deve ser igual a zero e que deve ser desprezada a área de concreto tracionado, obtém-se a Equação (E.7). Por tentativa, varia a altura da linha neutra em relação ao eixo da seção da estaca até que se verifica a igualdade da Equação (E.7).

O momento de inércia da seção circular fissurada no estágio II corresponde à fase de carregamento em que o concreto esgota sua resistência à tração, passando as tensões normais de tração a serem absorvidas apenas pela armadura longitudinal. O momento fletor no estágio II é resistido pelo binário constituído pelas resultantes de tensões de compressão no concreto e armadura comprimida, $R_{cc} + R_{sc}$, e de tração no aço, R_{st} . Apesar da estaca já estar fissurada, o

aço tracionado com $\sigma_s < f_{yd}$, e o concreto comprimido estão ambos na fase elástica. Esse é o comportamento elástico previsto de uma estaca sujeita à flexão nos estados limites de serviço.

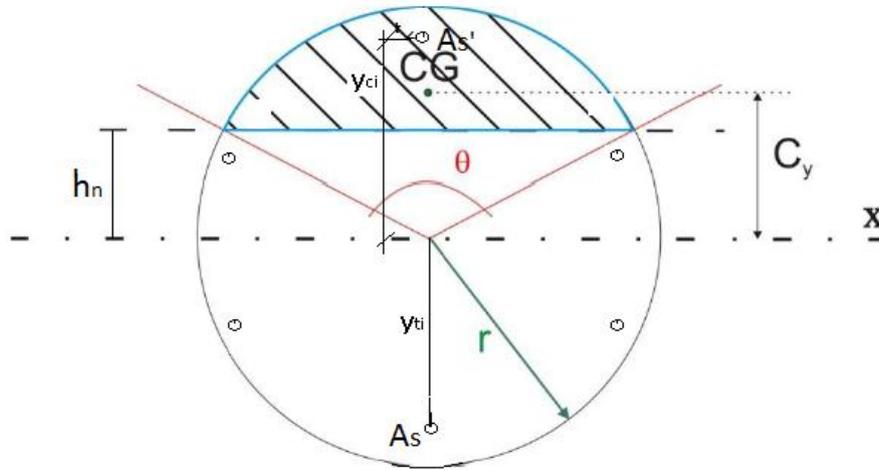


Figura E. 2– Seção circular de uma estaca de concreto solícita por flexão.

No estágio I, o concreto resiste à tração. Para a seção circular, a posição da linha neutra em relação e o momento de inércia I_I são calculados respectivamente pelas Equações (E.5) e (E.6).

$$\bar{y} = \frac{\frac{\pi D^3}{4} + (\alpha_e - 1) \sum_1^n \left[A_{st} \left(\frac{D}{2} + y_i \right) \right]}{\frac{\pi D^2}{4} + (\alpha_e - 1) \sum_1^n [A_{st}]} \quad (\text{E.5})$$

$$I_I = \frac{\pi D^4}{64} + \frac{\pi D^3}{4} \left(\bar{y} - \frac{D}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \sum_1^n \left[A_{st} \left(\bar{y} - \frac{D}{2} \right)^2 \right] \quad (\text{E.6})$$

O momento de inércia I_{II} é calculado considerando-se a seção no estágio II. Aplica-se o somatório de equilíbrio de momento em relação à linha neutra das forças resultantes da área de seção de concreto comprimida, área de aço comprimida e área de aço tracionada e, por tentativa, obtém-se o valor de h_n até que a igualdade da Equação (E.7) seja satisfeita.

$$A_c (C_y - h_n) + (\alpha_e - 1) A_{sc} \sum_{i=1}^{N_c} (y_{ci} - h_n) = \alpha_e A_{st} \sum_{i=1}^{N_t} (y_{ti} + h_n) \quad (\text{E.7})$$

Com h_n definido, calcula-se do momento de inércia na seção fissurada da peça de concreto no estágio II através da Equação (E.8).

$$I_{II} = A_c (C_y - h_n)^2 + (\alpha_e - 1) A_{sc} \sum_{i=1}^{N_c} (y_{ci} - h_n)^2 + \alpha_e A_{st} \sum_{i=1}^{N_t} (y_{ti} + h_n)^2 \quad (E.8)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (E.9)$$

$$\theta = 2 \arccos \left(\frac{h_n}{r} \right) \quad (E.10)$$

$$C_y = 4 \frac{r}{3} \left(\frac{\text{sen}^3 \left(\frac{\theta}{2} \right)}{\theta - \text{sen} \theta} \right) \quad (E.11)$$

$$A_c = \frac{r^2}{2} (\theta - \text{sen} \theta) \quad (E.12)$$

Porcentagem de armadura tracionada

$$\rho = \frac{360 - \theta}{360} \cdot N_b \quad (E.13)$$

Onde:

N_b = número total de barras de aço longitudinais na estaca;

N_t = número de barras de aço tracionadas;

N_c = número de barras de aço comprimidas;

y_i = distância de cada barra ao eixo x;

A_c = área de concreto comprimida;

A_{st} = área de aço de uma barra tracionada;

A_{sc} = área de aço de uma barra comprimida;

E_s = módulo de Young do aço;

E_c = módulo de Young do concreto;

D = diâmetro da estaca;

r = raio da estaca.

O ponto B define o início da plastificação, o qual será calculado admitindo-se, como simplificação, que a proporcionalidade entre tensões e a distância à linha neutra ainda seja

válida no Estádio II. O momento de plastificação das armaduras (M_y) pode ser obtido pela Equação (F14).

$$M_y = \frac{f_y I_{II}}{\alpha_e (d - X_{II})} \quad (\text{E.14})$$

Em que X_{II} define a o valor da profundidade da linha neutra:

$$X_{II} = \frac{D}{2} - h_n \quad (\text{E.15})$$

Por sua vez, a curvatura de início da plastificação $(1/r)_r$ pode ser obtida pela Equação (E.16):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_r = \frac{M_y}{E_p \cdot I_E} \quad (\text{E.16})$$

E.1 Influência da fissuração do concreto nas constantes do coeficiente de reação horizontal do solo (η_h)

A retroanálise de (η_h), considerando-se a rigidez flexional variável, foi feita utilizando-se o método de Alizadeh e Davisson (1970) e a equação de Branson (1965), abordados no Item 2.5. Para tanto, foram montadas duas planilhas Microsoft Excel. Na primeira calcula-se (η_h) e o momento fletor máximo; na outra planilha, com o valor do momento fletor máximo, calcula-se momento de inércia efetivo (I_e) pelo método de Bronson (1965). Por tentativa, atribuem-se valores ao momento de inércia da primeira até que se iguale ao valor calculado pelo momento de inércia (I_e) da segunda planilha. Vale resaltar que o cálculo é feito atribuindo-se a rigidez flexional máxima para todas as seções da estaca. Consideração semelhante também foi adotada pelo método de (Ricci, 1995 *apud* Almeida, 2008).

F. Métodos para extrapolar a curva carga versus deflexão

Como não se conhece método específico para prova de carga horizontal, neste apêndice são apresentados os métodos de extrapolação das curvas carga x recalque para prova de carga vertical que serão utilizados na interpretação da curva carga *versus* deflexão da prova de carga horizontal.

No método da NBR 6122/2010 e no método definido pelo critério da ruptura convencional, a carga de ruptura é fixada em função de um valor de recalque máximo e, nos métodos gráficos, o ajuste parte da curva experimental para uma curva com formulação conhecida, exponencial no método de Van der Veen (1953), e hiperbólica no método de Décourt (1999).

F.1. Critério da ruptura convencional para deslocamento de 25 mm

Este critério de ruptura prescreve que a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga versus recalque, ao recalque de 25 mm.

A Figura F.1 apresenta o critério da ruptura convencional para o deslocamento de 25 mm, aplicado à estaca EHC1 na condição de umidade natural. Obteve-se, neste caso, $P_r = 34$ kN e $\rho_r = 25$ mm.

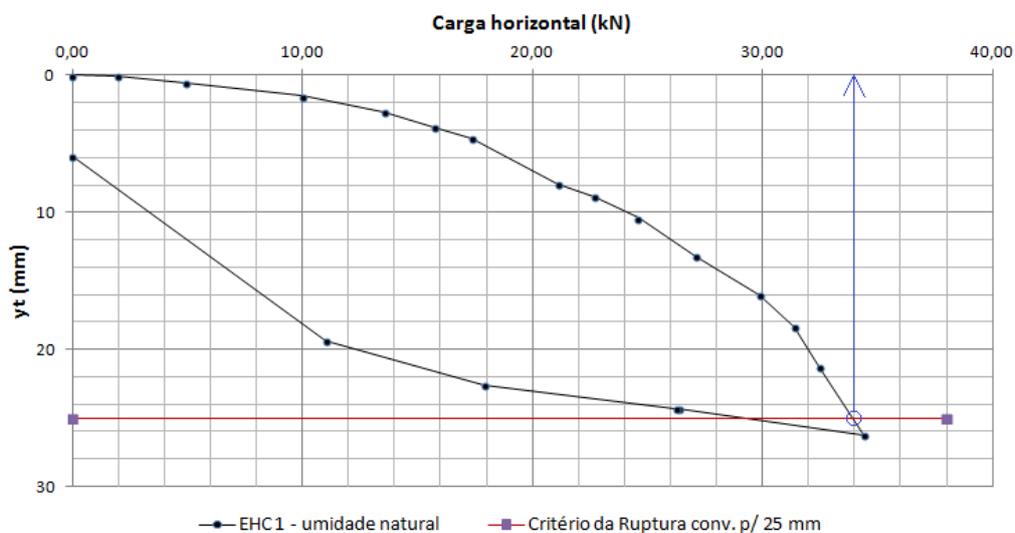


Figura F. 1 – Critério da ruptura convencional para deslocamento de 25 mm, aplicado à estaca EHC1.

F.2. Método de Van Der Veen (1953)

Um método bastante utilizado para extrapolar a carga última (P_r) é o de Van der Veen (1953), que supõe que a curva carga-recalque seja representada por uma função exponencial com a seguinte equação:

$$P = P_r \left(1 - e^{-\alpha \cdot \rho}\right) \quad (\text{F.1})$$

Sendo α o coeficiente que define a forma da curva. Esta curva é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura (P_r).

A Equação (F.2) pode ser reescrita considerando um estágio genérico de carregamento $1 \leq k \leq n$ como

$$1 - \frac{P_k}{P_r} = e^{-\alpha \cdot \rho_k} \Rightarrow -\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_r}\right) = \alpha \cdot \rho_k \quad (\text{F.3})$$

Isso evidencia uma relação linear entre os valores teóricos de recalque ρ e a parcela $-\ln(1 - P_k/P_r)$. Plotando-se os dados de provas de carga reais no gráfico ρ_k versus $-\ln(1 - P_k/P_r)$, verifica-se geralmente que os mesmos não estão totalmente alinhados e que a melhor reta ajustada por estes pontos apresenta um intercepto linear. Em vista deste comportamento e considerando que, em geral, o trecho inicial da curva pode ser desprezado, na análise de capacidade de carga, Aoki (1976) observa que a não obrigatoriedade em passar pela origem do sistema de coordenadas pode melhorar a regressão e assim, propôs a inclusão do intercepto da reta (chamado β), alterando a Equação (F.2) para:

$$P = P_r \left[1 - e^{-(\alpha \cdot \rho + \beta)}\right] \quad (\text{F.4})$$

ou considerando-se novamente um estágio de carregamento k ,

$$-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_r}\right) = \alpha \cdot \rho_k + \beta \quad (\text{F.5})$$

A carga de ruptura é obtida experimentando-se diferentes valores para a carga, até que se obtenha uma reta no gráfico $-\ln(1 - P/P_r)$ versus ρ .

Por regressão linear, é calculada uma série de conjuntos α e β , um para cada valor de P_r considerado, selecionando-se aquele que representar o melhor coeficiente de correlação r^2 . A curva carga versus recalque pode ser extrapolada com base na Equação (F.5).

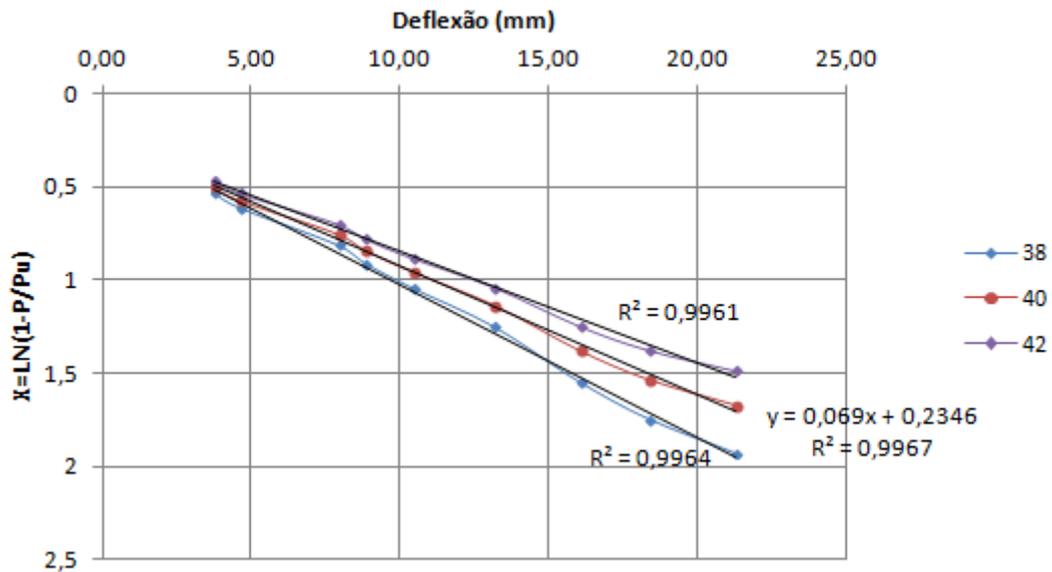


Figura F. 2 – Gráfico para estimativa da carga de ruptura (PR) por Van der Veen (1953).

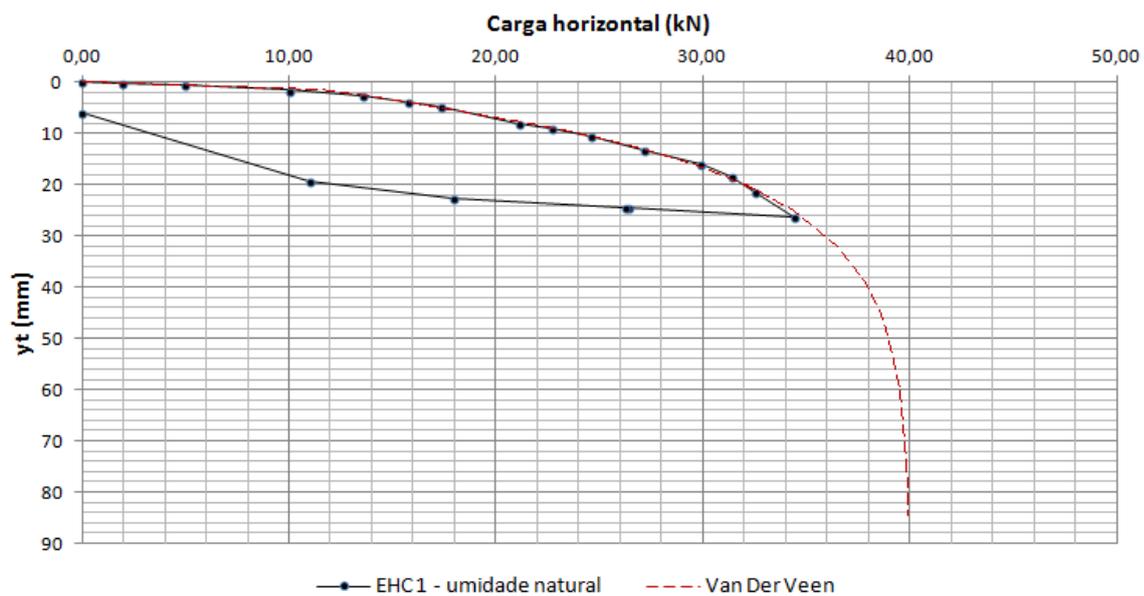


Figura F. 3 – Curva carga x deflexão da estaca EHC1.

Embora este tema suscite muita discussão, pois não se conhece um método específico para deslocamento horizontal, optou-se pelo critério de ruptura convencional para deslocamento de 25 mm, o qual resultou em um valor de carga de ruptura intermediário em relação aos outros métodos, ou seja, não foi tão conservativo quanto o método da NBR e ficou abaixo do valor estimado pelo método de Van Der Veen (1953). Contudo as provas de cargas EHC2 e EHC3 não alcançaram o deslocamento de 25 mm. Neste caso utilizou-se o método de Van Der Veen (1953) para extrapolar a curva e adotou como carga convencional de ruptura a carga correspondente ao deslocamento de 25 mm na curva extrapolada.

No entanto, na prática corrente, o projetista da estrutura pode definir um deslocamento admissível para superestrutura. A partir deste deslocamento admissível e atendendo os requisitos de segurança, o engenheiro geotécnico estabelece um critério de ruptura convencional para definir a carga de ruptura.