

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

**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS  
CARREGADAS LATERALMENTE**

**JORGE DE LA ROSA GONZÁLEZ**

**ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PH. D.**

**CO-ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, PH. D.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-239/2014**

**BRASÍLIA/DF: MARÇO/2014**

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

**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS  
CARREGADAS LATERALMENTE**

**JORGE DE LA ROSA GONZÁLEZ**

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 EM GEOTÉCNIA.

APROVADA POR:

---

PROF. MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)  
(ORIENTADOR)

---

PROF. RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)  
(CO-ORIENTADOR)

---

PROF. MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

PROF. NICOLÁS ESTRADA MEJIA, D.Sc. (UNIANDES)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 24 DE MARÇO DE 2014.

## FICHA CATALOGRÁFICA

GONZÁLEZ, JORGE DE LA ROSA

Estudo Numérico do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente.

[Distrito Federal] 2014

xvi, 118 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotécnia, 2014).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Modelagem Numérica

2. Estaca Carga Lateral

3. Interação Solo-Estaca

4. Modelo Dano Plástico Concreto

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GONZÁLEZ, J.R. (2014). Estudo Numérico do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-239/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 118 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Jorge de la Rosa González

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo Numérico do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente.

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.

---

Jorge de la Rosa González  
e-mail: [delarosagonzalezjorge@gmail.com](mailto:delarosagonzalezjorge@gmail.com)

*A mi madre:*

*por su amor infinito, a quien le debo todo lo que soy*

*A mi tía:*

*por su ejemplo permanente, el espejo en quien siempre he querido reflejarme*

*A mi familia:*

*por su apoyo incondicional*

*A mi querida esposa:*

*por seguirme en esta aventura de vivir*

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la vida por darme esta oportunidad de superarme y salir adelante en todos los sentidos.

Agradezco a mi orientador, Profesor Márcio Muniz de Farias por ser un gran profesional, educador y amigo que siempre tuvo tiempo para mí y supo entenderme más allá de aclarar todas mis dudas, en gran medida le debo todo lo alcanzado.

Agradezco a mi co-orientador, Profesor Renato Pinto da Cunha por sus acertadas recomendaciones y aclaraciones que hicieron posible la obtención de este resultado.

Agradezco a los profesores del programa de Post-Graduación en Geotecnia por convertirme en una mejor persona y hacer de mí un profesional más completo.

Agradezco a los profesores cubanos, Gilberto Quevedo Sotolongo, Carlos A. Recarey Morfa, William Cobelo Cristía y Jorge Douglas Bonilla Rocha por su ayuda, consejos y aclaraciones en el trascurso de la maestría.

Agradezco a todos mis amigos cubanos, en especial a quienes considero mis hermanos, Raydel y Serguey por estar siempre presente cuando los necesité, por acogerme en su casa cuando llegue a este país, la vida nos unió una vez más.

Agradezco a todos mis amigos del programa de post-graduación sin distinción de nacionalidad, a todos les tengo un cariño muy especial, principalmente a quienes más me ayudaron, Elizabeth Hernández, Marcelo Llano, Jorge Esteban Alarcón, Diego Ocampo y David Bernal.

Agradezco de forma muy especial a mi familia, mi mamá, mi papá, mi abuela, mi tía, mi tío, mi prima y mis niños Darío, Gabriel y Adrián, por ser mi principal fuente de inspiración. Aun cuando la vida nos separó en esta etapa, el futuro promete ser mucho mejor.

Agradezco a mi esposa Ivis por dejar a un lado su vida y darme todo su amor y cariño de forma incondicional, juntos hemos superado la lejanía de nuestra familia, gracias por llenar todo mi espacio con tu luz.

Agradezco al Programa de Post-Graduación en Geotécnica de la Universidad de Brasilia y a CNPq por el apoyo logístico y financiero durante estos dos años.

Agradezco a este país por acogerme tan cálidamente y hacerme pasar este tiempo de forma muy especial.

## RESUMO

Neste trabalho estuda-se o problema da interação solo-estrutura, vinculado ao comportamento de fundações profundas tipo estaca isolada, carregadas lateralmente de forma monotônica, empregando a Modelagem Numérica e Constitutiva, a Teoria da Plasticidade e o Método dos Elementos Finitos (M.E.F). Consideram-se as principais deficiências que os métodos analíticos não têm conseguido resolver e empregam-se adequados modelos constitutivos tanto para o solo (Modelagem Geotécnica) como para as estacas (Modelagem Estrutural). Abordam-se os aspectos correspondentes ao processo de Modelagem, Calibração e Validação dos modelos propostos e tratam-se vários temas de interesse referentes às fundações profundas com o objetivo de estudar o seu comportamento. Primeiro trata-se o tema da determinação da capacidade de carga comparando o método analítico de Broms (1964) com os resultados obtidos da modelagem numérica via (M.E.F). Posteriormente realiza-se um estudo de sensibilidade aplicando o método probabilístico (FOSM), considerando os principais parâmetros geotécnicos relacionados com o comportamento tenso-deformacional de estacas carregadas lateralmente. Por último aborda-se o fenômeno da interação solo-estaca considerando o Modelo de Dano Plástico para o concreto (Concrete Damage Plasticity), conseguindo reproduzir o verdadeiro comportamento das estacas para toda a faixa de cargas ao compará-lo com provas de cargas reais.

## **ABSTRACT**

This work studies the problem of soil-structure interaction linked to the behavior of deep foundations, monotonic and laterally loaded pile, using Numerical and Constitutive Models, Theory of Plasticity and the Finite Element Method. The present research considered the major deficiencies that the analytical methods have not been able to resolve and used appropriate constitutive models for both, the soil (Geotechnical Modeling) and the pile (Structural Modeling). Aspects for the Modeling Process, Calibration and Validation of the proposed models are discussed and several issues of interest relating to deep foundations in order to improve the understanding of their behavior are studied. Firstly the load capacity is determined comparing the analytical Broms (1964) method with results of the numerical models (M.E.F). Subsequently a sensitivity study using the (FOSM) probabilistic method is performed, considering the main geotechnical parameters involved in the behavior of laterally loaded piles. Finally interaction soil-pile phenomenon is discussed considering the Damage Plasticity Model for concrete, achieving reproduce the true behavior of the piles for the entire load range when compared with lateral load test results.

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>CONTEXTO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>2</b>
<b>1.3</b>	<b>ESCOPO DO TRABALHO .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE .....</b>	<b>5</b>
2.1.1	CAPACIDADE DE CARGA À COMPRESSÃO .....	5
2.1.2	CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO .....	8
2.1.3	CONSIDERAÇÕES ENTRE A CAPACIDADE DE CARGA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO.....	9
<b>2.2</b>	<b>ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE.....</b>	<b>9</b>
2.2.1	CAPACIDADE DE CARGA A SOLICITAÇÕES LATERAIS E MOMENTOS .....	9
2.2.2	ABORDAGEM NUMÉRICA PARA O ESTUDO DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE..	15
2.2.3	CRITÉRIOS DE CAPACIDADE DE CARGA .....	17
<b>2.3</b>	<b>MODELOS DE COMPORTAMENTO PARA O SOLO.....</b>	<b>20</b>
2.3.1	MODELOS DE COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICOS .....	20
2.3.2	MODELOS BÁSICOS DE COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO DE ESTADO CRÍTICO .....	21
2.3.3	MODELOS AVANÇADOS DE COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO DE ESTADO CRÍTICO..	22
<b>2.4</b>	<b>MODELOS DE COMPORTAMENTO PARA AS ESTACAS.....</b>	<b>23</b>
2.4.1	MODELO DE COMPORTAMENTO LINEAR-ELÁSTICO .....	23
2.4.2	MODELAÇÃO DE ESTACAS DE CONCRETO .....	24
2.4.3	MODELO DE DANO PLÁSTICO (CONCRETE DAMAGE PLASTICITY).....	25
<b>3</b>	<b>MODELAGEM DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE .....</b>	<b>28</b>
<b>3.1</b>	<b>PROCESSO DE MODELAGEM.....</b>	<b>28</b>
<b>3.2</b>	<b>COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS .....</b>	<b>29</b>
3.2.1	MODELAGEM DO SOLO .....	29
3.2.2	MODELAGEM DA ESTACA .....	31
3.2.3	MODELAGEM DA INTERFACE .....	32

<b>3.3</b>	<b>TIPOS DE CARGAS E ANÁLISES</b> .....	<b>33</b>
<b>3.4</b>	<b>PASSOS DA ANÁLISE</b> .....	<b>33</b>
<b>3.5</b>	<b>CALIBRAÇÃO DO MODELO</b> .....	<b>34</b>
3.5.1	TIPOS DE ANÁLISES PARA A CALIBRAÇÃO .....	35
3.5.2	ANÁLISES DA FORMA DO DOMÍNIO .....	36
3.5.3	ANÁLISES DE DIMENSÕES .....	39
3.5.4	ANÁLISES DO TIPO DE ELEMENTO FINITO .....	42
3.5.5	ANÁLISES DE DENSIDADE DA MALHA .....	45
<b>3.6</b>	<b>CONCLUSÕES PARCIAIS DA CALIBRAÇÃO DO MODELO</b> .....	<b>50</b>
<b>3.7</b>	<b>VALIDAÇÃO DO MODELO</b> .....	<b>51</b>
3.7.1	RIGIDEZ DAS ESTACAS .....	51
3.7.2	PROVAS DE CARGA .....	54
3.7.3	RESULTADOS DA MODELAGEM DAS PROVAS DE CARGA .....	57
3.7.4	COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DO CONCRETO .....	61
3.7.5	MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE ESTACAS DE CONCRETO .....	61
<b>3.8</b>	<b>CONCLUSÕES PARCIAIS DA VALIDAÇÃO DOS MODELOS</b> .....	<b>63</b>
<b>4</b>	<b>COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE</b> .....	<b>65</b>
<b>4.1</b>	<b>CAPACIDADE DE CARGA VIA M.E.F-COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DE BROMS</b> .....	<b>65</b>
4.1.1	PONTOS FRACOS DO MÉTODO DE BROMS .....	65
4.1.2	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	66
4.1.3	MODELAGEM NUMÉRICA .....	67
4.1.4	RESULTADOS DA CAPACIDADE DE CARGA NUMÉRICA E COMPARAÇÃO COM O MÉTODO ANALÍTICO DE BROMS. ....	71
4.1.5	CONCLUSÕES PARCIAIS DA COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DE BROMS .....	79
<b>4.2</b>	<b>ESTUDO DE SENSIBILIDADE</b> .....	<b>81</b>
4.2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	81
4.2.2	MÉTODO PROBABILÍSTICO (F.O.S.M) .....	82
4.2.3	MODELAGEM NUMÉRICA .....	83
4.2.4	RESULTADOS DO ESTUDO DE SENSIBILIDADE .....	87
4.2.5	CONCLUSÕES PARCIAIS DO ESTUDO DE SENSIBILIDADE .....	94

<b>4.3</b>	<b>MODELAGEM DE PROVAS DE CARGAS UTILIZANDO O MODELO DE DANO PLÁSTICO.....</b>	<b>96</b>
4.3.1	MODELO DE DANO PLÁSTICO EM ESTACAS DE CONCRETO.....	96
4.3.2	PROVA DE CARGA EM ESTACA DE CONCRETO SEM AÇO DE REFORÇO .....	97
4.3.3	PROVAS DE CARGA EM ESTACAS DE CONCRETO COM AÇO DE REFORÇO .....	98
4.3.4	CONCLUSÕES PARCIAIS DA MODELAGEM DE PROVAS DE CARGAS UTILIZANDO O MODELO DE DANO PLÁSTICO .....	108
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>109</b>
	<b>SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>111</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>113</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Propriedades do solo. Modelo de Morh-Coulomb. ....	36
Tabela 3.2. Dimensões do modelo para as análises de forma. ....	38
Tabela 3.3. Resultados das análises de formas. ....	38
Tabela 3.4. Tamanhos dos modelos para as análises de dimensões. ....	39
Tabela 3.5. Resultados das análises de dimensões. ....	42
Tabela 3.6. Dimensões do modelo para as análises do tipo de elemento finito. ....	43
Tabela 3.7. Resultados das análises do tipo de elemento finito. ....	44
Tabela 3.8. Dimensões do modelo para as análises de densidade de malha. ....	47
Tabela 3.9. Malhas analisadas para as análises de densidade de malha. ....	47
Tabela 3.10. Critérios de Rigidez das Estacas (Kulhawy & Chen, 1995). ....	53
Tabela 3.11. Provas de cargas consideradas. ....	55
Tabela 3.12. Provas de carga modeladas. Dados das Estacas. ....	56
Tabela 3.13. Provas de cargas modeladas. Dados dos Solos. ....	56
Tabela 3.14. Provas de cargas modeladas. Dados das Malhas. ....	56
Tabela 4.1. Solo coesivo. Características geométricas e propriedades do solo. ....	68
Tabela 4.2. Solo friccional. Características geométricas e propriedades do solo. ....	68
Tabela 4.3. Solo coesivo. Capacidade de carga pelo método de Van der Veen (V.D.V). ....	72
Tabela 4.4. Solo friccional. Capacidade de carga pelo método de Van der Veen (V.D.V). ....	72
Tabela 4.5. Solo coesivo. Capacidade de carga para 20%D. ....	74
Tabela 4.6. Solo friccional. Capacidade de carga para 20%D. ....	74
Tabela 4.7. Coeficientes de variação (%) obtidos da literatura. ....	84
Tabela 4.8. Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb. Solo-1 (MC-C), Solo-2 (MC- $\phi$ ) y Solo-4 (MC-Unb). ....	85
Tabela 4.9. Parâmetros do modelo Cam-Clay. Solo-3 (CC-C), Solo-2 (CC- $\phi$ ) y Solo-4 (CC-Unb). ....	86
Tabela 4.10. Ordem da influência dos parâmetros do modelo (MC) e (CC). ....	95
Tabela 4.12. Erro cometido em função da rigidez considerada em cada prova. ....	106
Tabela 4.13. Fator de segurança em relação ao modelo considerado para a estaca. ....	107

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Comportamento geral de estacas carregadas lateralmente. (modificado - Randolph & Gourvenec, 2011).	10
Figura 2.2. Coeficientes método de Brinch-Hansen (1961).	11
Figura 2.3. Ábacos para o dimensionamento de estacas rígidas pelo método de Broms (1964). a) Solo coesivo. b) Solo friccional	12
Figura 2.4. Método de Winkler. y-deslocamento, S-curvatura, M-momento, V-cisalhamento e p-resistência do solo.	13
Figura 2.5. Método das curvas (p vs y)	14
Figura 2.6. Carga de ruptura obtida pela NBR 6122/2010.	18
Figura 2.7. a) Curva Carga vs Deslocamento Horizontal convencional. b) Representação do método Hiperbólico.	19
Figura 2.8. Diversos critérios de capacidade de carga. (modificado - Kulhawy & Chen, 1995).	19
Figura 2.9. Modelos de comportamento mais usados para solo. a) Linear elástico. b) Não linear hiperbólico. c) Linear-elástico perfeitamente plástico. d) Elasto-plástico com endurecimento ou amolecimento.	21
Figura 2.10. Comportamento uniaxial do concreto, segundo Oller (2001).	25
Figura 2.11. Comportamento uniaxial do concreto em compressão e tração considerando o dano plástico. ABAQUS (Simulia, 2010).	26
Figura 3.1. Plano octaédrico. a) Superfície de plástificação de Mohr-Coulomb (1882). b) Superfície de potencial plástico de Menetrey-Willam (1995).	29
Figura 3.2. Plano (p vs q). a) Função linear de plastificação ou envolvente de falha de Mohr-Coulomb (1882). b) Função hiperbólica de potencial plástico de Menetrey-Willam (1995).	29
Figura 3.3. Superfícies do modelo Cam-Clay. Trajetórias de tensões: Isotrópica, Oedométrica e Desviadora. a) Plano ( $p'$ vs $q$ ). b) Plano ( $\ln p'$ vs $e$ ).	31
Figura 3.4. Estado de tensões horizontais a) Início do passo Geostático. b) Final do passo Geostático.	34
Figura 3.5. Concepção geral do processo de modelagem. a) Problema real. b) Modelo físico. c) Modelo matemático. d) Método de solução (M.E.F).	35
Figura 3.6. Geometrias consideradas no estudo de forma. a) Domínio quadrado (Cubo). b) Domínio circular (Cilindro).	37
Figura 3.7. Domínio quadrado com malha axissimétrica arredor da estaca.	37
Figura 3.8. Deformação elástica total. a) Forma quadrada. b) Forma circular	39
Figura 3.9. Tensão horizontal em x. a) Modelo = 10D, b) Modelo = 20D, c) Modelo = 30D.	40
Figura 3.10. Deslocamento horizontal em x. a) Modelo = 10D, b) Modelo = 20D, c) Modelo = 30D.	41
Figura 3.11. Carga vs Deslocamento para as análises das dimensões do modelo	41
Figura 3.12. Malha elementos tipo (C3D8R).	43
Figura 3.13. Malha elementos tipo (C3D6) e (C3D4).	44
Figura 3.14. Malha Constante. a) Malha Grossa de 2x1m. b) Malha Fina de 0.25x0.25m.	46
Figura 3.15. Malha Variável. a) Malha Grossa de 1-2x0.5m. b) Malha Fina de 0.1-0.5x0.5m.	46
Figura 3.16. Carga vs Deslocamento para Malha Constante.	47
Figura 3.17. Carga vs Deslocamento para Malha Variável.	48
Figura 3.18. Erro meio absoluto e custo computacional para Malha Constante.	48

Figura 3.19. Erro meio absoluto e custo computacional para Malha Variável. ....	49
Figura 3.20. Deslocamento Horizontal. a) Malha Grossa de 2.00m. b) Malha Fina de 0.25m. c) Formação de Gap e Cunha de Falha. ....	50
Figura 3.21. Comportamento das estacas. a) Estaca Rígida. b) Estaca Flexível.....	52
Figura 3.22. Resistência mobilizada do solo. a) Estaca Curta ou Rígida. b) Estaca Longa ou Flexível (modificado - Fleming et al., 2009). ....	52
Figura 3.23. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Karasev et al. (1977) .....	57
Figura 3.24. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Kerisel (1965).....	58
Figura 3.25. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Price & Wandle (1987) .....	59
Figura 3.26. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Collotta et al. (1989) .....	59
Figura 3.27. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002) .....	60
Figura 3.28. Momento vs Curvatura representativo do comportamento à flexão de uma seção de concreto reforçado. ....	62
Figura 3.29. Momento vs Curvatura obtida de ANMEC. Momento de fissuração e momento de escoamento reportados por Chai & Hutchinson (2002). ....	63
Figura 4.1. Capacidade de carga (Medida vs Calculada). a) Solo Coesivo. b) Solo Friccional. (Russo e Viggiani, 2008).....	66
Figura 4.2. Influência do estado seco ou saturado do solo. a) Solo coesivo. b) Solo friccional .....	69
Figura 4.3. Determinação da capacidade de carga lateral pelo método de Van der Veen (1953), Modelo C1. ....	70
Figura 4.4. Capacidade de carga pelo método de Van der Veen (1953). (Broms vs M.E.F). a) Solo Coesivo. b) Solo Friccional.....	73
Figura 4.5. Capacidade de carga estimada para 20%D. (Broms vs M.E.F). a) Solo Coesivo. b) Solo Friccional. ....	75
Figura 4.6 Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal para os modelos C1 até C6. ....	76
Figura 4.7 Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal para os modelos C7, C8 e F1 até F4..	77
Figura 4.8 Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal para os modelos C9, F5 até F9. ....	78
Figura 4.9. Pontos de controle dos deslocamentos.....	87
Figura 4.10. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (MC-C) e (MC- $\phi$ ). ....	88
Figura 4.11. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (CC-C) e (CC- $\phi$ ). ....	89
4.12. Distribuição dos solos tropicais no mundo e no Brasil. Formação e estrutura. ....	90
Figura 4.13. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (MC-C-Unb) e (MC- $\phi$ -Unb). ....	92
Figura 4.14. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (CC-C-Unb) e (CC- $\phi$ -Unb). ....	93
Figura 4.15. Esquema uniaxial simplificado da interpretação do dano. a) Por mecânica do meio contínuo b) Por mecânica do dano (modificado - Bonilla, 2008). ....	97
Figura 4.16. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) sem aço de reforço. ....	97
Figura 4.17. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Price & Wandle (1987) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) com aço de reforço. ....	99
Figura 4.18. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Collotta et al. (1989) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) com aço de reforço. ....	100
Figura 4.19. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) com aço de reforço. ....	101
Figura 4.20. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). Deslocamento horizontal. a) Modelo Linear-Elástico. b) Modelo Dano Plástico.....	102

Figura 4.21. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). Tensões horizontais mobilizadas. a) Modelo Linear-Elástico. b) Modelo Dano Plástico.....	102
Figura 4.22. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). a) Deformada da estaca. b) Resistência horizontal mobilizada do solo.....	103
Figura 4.23. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). a) Momento fletor da estaca. b) Esforço de cisalhamento da estaca.....	104
Figura 4.24. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). Estado de tensões elástico: $P=445\text{kN}$ e $M_{\text{máx}}=264\text{kNm}$ . (Tensões em MPa). .....	105
Figura 4.25. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). a) Seção da estaca com reforço. b) Diagrama (Momento vs Curvatura): $P=445\text{kN}$ e $M_{\text{máx}}=181\text{kNm}$ . .....	105
Figura 4.26. Erro cometido em relação à prova de carga real. Estaca Linear-Elástica (erro médio=64%) vs Estaca Dano Plástico (erro médio=8%). .....	106

# LISTA DE ABREVIACOES E NOMENCLATURAS

## ABREVIACOES

ANMEC	Análise Não linear Mecânica do Concreto
A.P.I	American Petroleum Institute
C.D.P	Concrete Damage Plasticity
C.P.T	Cone Penetration Test
C.P.U	Central Processing Unit (Unidade Central de Processamento)
Dif.	Diferença
D.M.T	Dilatometer Test
F.O.S.M	First Order Second Moment
LPILE	Programa comercial para análise tensão-deformao de estacas carregadas lateralmente
M.D.F	Método das Diferenças Finitas
M.E.C	Método dos Elementos de Contorno
M.E.F	Método dos Elementos Finitos
O.C.R	Over Consolidation Ratio (Taxa de Sobreadensamento)
P.M.T	Pressuremeter Test
S.P.T	Standard Penetration Test
S.P.T-N	Número de golpes do ensaio Standard Penetration Test
S.P.T-T	Standard Penetration Test com medio de Torque
1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional

## NOMENCLATURAS

### Relativas às estacas

$Q_p$	Capacidade de carga por ponta
$Q_f$	Capacidade de carga por fuste
$A_p$	área da ponta
$A_f$	área lateral do fuste
A	Fator de adesão. Relativo ao método ( $\alpha$ )
B	Relativo ao método ( $\beta$ )
$\Lambda$	Relativo ao método ( $\lambda$ )
$\sigma'_v, q'_p$	Tensão vertical efetiva na ponta
$q'_f$	Resistência por fuste
Q	Capacidade de carga lateral
$Q_u$	Capacidade última de carga lateral

- $\tau_{\text{máx}}$  Resistência máxima cisalhante da interface
- $\mu$  Coeficiente de atrito da interface
- D, B Diâmetro ou lado
- L Comprimento total
- E Excentricidade da carga relativa à superfície do terreno
- D Diâmetro do domínio de solo
- H Profundidade do domínio de solo
- R Deslocamento horizontal
- A Inclinação da reta relativa ao método de Van der Veen (1953)
- $E_p$  Módulo de deformação do concreto
- $I_p$  Momento de inércia da seção transversal

### Relativas ao solo

- $N_c, N_q$  Fatores de capacidade de carga por ponta consideram a contribuição da coesão e o atrito respectivamente
- $p_u$  Resistência limite lateral
- $K_c, K_q$  Coeficientes de capacidade de carga lateral. Método de Brinch-Hansen (1961)
- $K_s, K_p$  Coeficiente de empuxo
- $K_0$  Coeficiente de empuxo em repouso
- $E_s$  Módulo de elasticidade
- $\nu$  Coeficiente de Poisson
- $c$  Coesão
- $\varphi$  Ângulo de atrito
- $\psi$  Ângulo de dilatância
- $\gamma$  Peso específico
- $S_u$  Resistência não drenada
- $\delta$  Ângulo de atrito da interface solo-estaca
- $p$  Tensão de confinamento isotrópico
- $q$  Tensão de desvio do isotrópico
- $\Theta$  Ângulo de Lode. Desvio do axissimétrico
- $\kappa$  Inclinação da linha de descompressão ou re-compressão no plano (ln  $p'$  vs e)
- $\lambda$  Inclinação da linha de estado crítico no plano (ln  $p'$  vs e)
- M Inclinação da linha de estado crítico no plano ( $p'$  vs  $q$ )
- $e_0$  Índice de vazios inicial para o estado crítico
- $e_1$  Índice de vazios inicial para o confinamento isotrópico

### Outras

- E[F] Valor médio esperado
- V[F] Variância

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONTEXTO

Toda obra civil está composta de duas partes fundamentais, a superestrutura que constitui a parte superior do conjunto estrutural e a infraestrutura que constitui a parte inferior. Em pontes se denomina superestrutura a parte que fica acima dos dispositivos de apoios e em prédios a que fica acima do terreno.

A necessidade de transferir as cargas provenientes da superestrutura a um estrato de solo competente constitui a causa fundamental da utilização das fundações profundas. Essas cargas podem ser elevadas ou o solo perto da superfície de pouca resistência, precisando em ambos os casos desse tipo de solução.

Estacas têm sido utilizadas principalmente para resistir cargas verticais de compressão, e em muitos casos também são utilizadas para resistir esforços de arrancamento gerados por ancoragem, pares binários, etc. Por tais motivos, seu comportamento axial tem sido muito estudado, existindo uma grande quantidade de métodos analíticos e empíricos que estimam tanto capacidade de carga como deslocamentos.

O comportamento desse tipo de fundação diante da ação de carregamento horizontal: vento, sismos, empuxos, cargas excêntricas, entre outras, tem sido menos estudado, com implicações em muitos casos mais graves que a falha ou ruptura vertical; sendo usadas em estruturas de contenção, obras marinhas, plataformas (offshore), geradores eólicos, pilares de pontes, chaminés, entre outros.

Para o cálculo e dimensionamento de estacas carregadas lateralmente têm-se proposto métodos analíticos, considerando hipóteses simplificadoras em muitos casos longe da resposta real do sistema. Algumas dessas deficiências presentes nos enfoques convencionais têm sido: a consideração do solo de fundação como uma base elástica (Modelo de Winkler) não contínuo, o comportamento dos materiais linear-elástico em lugar de não linear elasto-plástico, a superposição de efeitos em lugar da interação solo-estrutura e análises 2D em lugar de tridimensionais, entre outros.

O avanço da informática e as telecomunicações têm permitido o emprego do cálculo e processamento computacional nos setores da ciência, tecnologia, indústria, e engenharia, minimizando tempo e custo uma vez que se incrementam a precisão e qualidade do manejo da

informação, transformando a computação e o cálculo numérico numa ferramenta de uso diário na engenharia.

A presente dissertação de mestrado se embasa neste contexto, que visa o estudo do comportamento de estacas isoladas carregadas lateralmente por meio da Modelagem Numérica, juntando a Teoria da Plasticidade e o Método dos Elementos Finitos (M.E.F).

Consideram-se adequados modelos constitutivos tanto para o solo (Modelagem Geotécnica) como para a estaca (Modelagem Estrutural), simulando a interação solo-estaca e o comportamento do sistema o mais próximo possível ao problema real, considerando as principais deficiências dos métodos analíticos.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo geral desta pesquisa visa no estudo por meio da modelagem numérica, do comportamento tridimensional de fundações profundas carregadas lateralmente, considerando a interação solo-estrutura.

Para atender este objetivo geral foram desenvolvidos os seguintes objetivos específicos:

- Obter a capacidade de carga por meio da modelagem numérica, contrastando os resultados alcançados com a capacidade de carga obtida por métodos analíticos.
- Obter a influência dos parâmetros geotécnicos envolvidos no comportamento de estacas carregadas lateralmente, determinando o peso de cada variável em função de duas abordagens constitutivas, pretende-se considerar o modelo elástico perfeitamente-plástico de Mohr-Coulomb e o modelo elasto-plástico de estado crítico Cam-Clay.
- Estudar o comportamento de estacas carregadas lateralmente considerando a interação solo-estaca por meio da modelagem de provas de cargas reais, utilizando um adequado modelo constitutivo tanto para o solo como para a estaca.

## **1.3 ESCOPO DO TRABALHO**

Este trabalho está basicamente dividido em três partes: Revisão Bibliográfica; Processo de Modelagem e Resultados do Estudo do Comportamento. Para a sua realização será organizada a dissertação em cinco capítulos.

## Capítulo 1: INTRODUÇÃO

No primeiro capítulo trata-se o contexto das fundações profundas na atualidade, principalmente dos métodos de cálculo e dimensionamento de estacas carregadas lateralmente, sugerindo a estrutura da dissertação e abordando brevemente os temas tratados em cada capítulo.

## Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No segundo capítulo tratam-se os principais métodos para a determinação da capacidade de carga e deslocamentos de estacas isoladas, aprofundando-se o estado atual do conhecimento e a modelagem de estacas carregadas lateralmente. Abordam-se os principais tópicos vinculados ao comportamento dos materiais e os modelos constitutivos que têm sido considerados para a modelagem do problema de interação solo-estaca.

## Capítulo 3: MODELAGEM DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

No terceiro capítulo tratam-se primeiramente os aspectos correspondentes à Concepção Geral do Processo de Modelagem para o caso de estacas carregadas lateralmente; abordando a modelagem dos materiais, carregamentos, condições de contorno, passos de análises e a calibração dos modelos numéricos em quanto a: seleção da forma de domínio estudado, dimensões do mesmo, tipo de elemento finito e densidade de malha, conjugando precisão e custo computacional. Posteriormente para levar adiante a Validação do Processo de Modelagem dos modelos propostos, realizaram-se diferentes simulações de provas de cargas reais em estacas carregadas lateralmente comprovando a correspondência com resultados experimentais.

## Capítulo 4: COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

No quarto capítulo desenvolvem-se vários temas de interesse referentes a fundações profundas com o objetivo de melhorar a compreensão do seu comportamento. Primeiramente aborda-se o aspecto vinculado à determinação da capacidade de carga, e para isto se compara o método analítico de Broms (1964) com os resultados obtidos da modelagem numérica via (M.E.F). Posteriormente se realiza um estudo de sensibilidade aplicando o método probabilístico (FOSM), considerando os principais parâmetros geotécnicos envolvidos no

comportamento tensão-deformação de estacas carregadas lateralmente. Por último aborda-se o fenômeno da interação solo-estaca considerando o Modelo de Dano Plástico para o concreto (Concrete Damage Plasticity), conseguindo reproduzir melhor o comportamento da fundação, sendo obtidos bons resultados ao compará-los com provas de cargas reais feitas em estacas de concreto reforçado.

### Capítulo 5: CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No quinto capítulo se resumem as conclusões gerais da dissertação, obtidas da modelagem e estudo do comportamento de estacas carregadas lateralmente e se propõem sugestões para pesquisas futuras que possibilitem se continuar aprofundando no tema pesquisado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTACAS CARREGADAS AXIALMENTE

#### 2.1.1 Capacidade de carga à compressão

Existem diversos métodos para a determinação da capacidade de carga de uma estaca:

- Métodos estáticos teóricos (Baseados na teoria da plasticidade).
- Métodos empíricos (Baseados em ensaios de campo).
- Métodos dinâmicos (Baseados na energia da cravação).
- Provas de carga (Baseados em provas a escala real).
- Métodos numéricos (Baseados na modelagem numérica).

Os métodos analíticos são baseados em soluções teóricas derivadas de estudos em fundações superficiais, envolvendo propriedades do solo a maioria das vezes obtidas de ensaios de laboratório, e que consideram o estado de tensões ao redor da estaca e a forma de distribuição do esforço cisalhante na ruptura.

Os métodos indiretos são métodos práticos cuja aplicabilidade requer maior experiência, baseados diretamente em resultados de ensaios de campo tipo SPT, CPT, PMT, etc, sem necessidade de correlação com outras propriedades (Bowles, 1997). Os ensaios de penetração são os mais utilizados para determinar a capacidade de carga de estacas. Segundo Menzanbach (1968) o estado de tensão e deformação do solo para o caso de uma estaca carregada e de um penetrômetro que se introduz no solo, são muito semelhantes. Pode-se estabelecer então uma relação muito estreita entre a resistência a penetração e a capacidade de carga da estaca (Ibañez, 2001).

Os métodos dinâmicos têm permitido o desenvolvimento da fórmula de cravação e da equação de onda no solo, sendo que os mesmos estão baseados na transferência da energia cinética da massa ao cair, que chega efetivamente à estaca e ao solo, no processo de cravação.

As provas de carga representam ensaios realizados em verdadeira grandeza. Juárez (1975), Sowers (1977), Poulos & Davis (1980), Jiménez (1986), Lambe (1991), consideram que o método mais seguro para determinar a capacidade de carga de uma estaca é a prova de carga, ainda que apresente a limitação da representatividade do conjunto para o caso das estacas não ensaiadas.

Algumas dessas limitações podem ser eliminadas utilizando os métodos numéricos, sendo que uma vez calibrados e validados os modelos para provas de cargas mais simples, é possível estudar o comportamento para situações mais complexas, simulando o comportamento para grupos de estacas, variando parâmetros do solo e carregamentos entre outras, e diminuindo tempo e custo. A seguir são mostrados com mais detalhamento os métodos teóricos.

A capacidade de carga de uma estaca à compressão está determinada por sua capacidade de carga por ponta ( $Q_p$ ) mais sua capacidade de carga por fuste ( $Q_f$ ).

Para o caso da ponta a capacidade de carga se obtém como mostrado a seguir, se apresenta a formulação proposta por Brinch-Hansen (1961) aceita internacionalmente como uma boa estimativa, as propriedades são assumidas efetivas ou totais em função das condições consideradas, drenadas ou não. A mobilização total do solo se alcança para um deslocamento vertical entre 10-30% referente a seu diâmetro em função do tipo de estaca. Existe uma grande divergência a respeito desses fatores, obtidos por métodos analíticos como para o caso das fundações superficiais. Esses têm sido propostos por: Prandtl (1920), Terzaghi (1943), Skemton (1951), Berezantzev (1961), Brinch-Hansen (1961), Caquot e Kerisel (1964), Vesic (1973), Meyerhof (1956, 1976), Janbu (1976), Kay (1999), entre outros, (Bowles, 1997), (Braja, 2001), (Randolph, 2003).

$$Q_p = A_p(cN_c + q_p'N_q) \quad (2.1)$$

Onde:

$A_p$  - Área da ponta da estaca.

$c$  - Coesão ou resistência não drenada.

$q_p'$  - Tensão efetiva vertical na ponta da estaca, dada por ( $q_p' = \gamma L$ ).

$N_c, N_q$  - Fatores de capacidade de carga; contribuição por coesão e por atrito.

Para o caso do fuste a capacidade de carga se obtém como mostrado a seguir, e a mobilização total do solo se alcança para um deslocamento vertical entre 0,5-2% referente ao seu diâmetro.

$$Q_f = A_f q_f \quad (2.2)$$

Onde:

$A_f$  - Área lateral do fuste da estaca.

$q_f$  - Resistência por atrito solo-estaca.

Existem três métodos básicos utilizados pelo American Petroleum Institute (API) para a determinação desta tensão. O método alpha ( $\alpha$ ), proposto por Tomlinson (1971) para solos coesivos ou sob condições não drenadas, ou seja, em tensões totais, determina a resistência por atrito definindo o coeficiente alpha como a parcela da resistência não drenada correspondente à adesão.

$$q_f = \alpha * S_u \quad (2.3)$$

$$\alpha = c / S_u \quad (2.4)$$

Onde:

$S_u$  – Resistência não drenada do solo.

O método beta ( $\beta$ ), proposto por Burland (1973) para solos friccionais ou sob condições drenadas, ou seja, em tensões efetivas, determina a resistência do fuste considerando o atrito entre o solo e a estaca relativo ao ângulo de atrito do solo e a profundidade crítica para a qual a tensão vertical efetiva permanece constante, normalmente entre 10-20 vezes o diâmetro da estaca, medida por Vesic (1967) (Poulos & Davis, 1980), (Braja, 2001), (Ibañez e Quevedo, 2010).

$$q_f = \beta \sigma_v' \quad (2.5)$$

$$\beta = K_s \tan \delta' \quad (2.6)$$

$$\sigma_v' = \gamma' L \quad (2.7)$$

Onde:

$\sigma_v'$  – Tensão vertical efetiva à profundidade média da estaca.

$K_s$  – Coeficiente empuxo passivo

$\delta'$  – Ângulo de atrito da interface

$L$  – Profundidade crítica

O método lambda ( $\lambda$ ) foi desenvolvido por Vijayvergiya e Focht (1972) para estacas de aço considerando solo coesivo-friccional, nesse caso a resistência é determinada como mostrado a seguir (Braja, 2001).

$$q_f = \lambda(\sigma_v' + 2Su) \quad (2.8)$$

Segundo Poulos e Davis (1980) também se pode determinar a resistência lateral para o solo coesivo-friccional baseado no critério de Mohr-Coulomb, ao incrementar a contribuição pela coesão como mostrado a seguir.

$$q_f = c' + \sigma_v' K_s \tan \phi' \quad (2.9)$$

Onde:

$\phi'$  – Ângulo de atrito efetivo do solo.

Nesse caso a maior dispersão é dada pelos próprios coeficientes correspondente a cada método, ( $\alpha$ ), ( $\beta$ ), ( $\lambda$ ), e principalmente devido ao coeficiente de empuxo do solo ( $K_s$ ), para o qual existem diversas propostas, aproximando-se na maioria dos casos ao valor do empuxo de repouso. Segundo Bowles (1997) pode-se considerar o ângulo de atrito da interface igual ao ângulo de atrito do solo e o coeficiente de empuxo passivo variando entre uma e duas vezes o coeficiente de empuxo em repouso.

$$K_0 = (1 - \sin \phi) OCR^{1/2} \quad (2.10)$$

Onde:

OCR – Relação de sobreadensamento.

Outros métodos para determinar a resistência por atrito do fuste têm sido propostos por Vesic (1970) que usa a densidade relativa do solo; Meyerhof (1956, 1976) baseado no ensaio SPT e Meyerhof (1956); e Thorburn e MacVicar (1971) que usam o ensaio CPT, (Bowles, 1997).

### 2.1.2 Capacidade de carga à tração

Enquanto encontramos na literatura quantidade maior de métodos para estimar a capacidade de carga ao arrancamento de fundações superficiais, também têm-se desenvolvido metodologias para o caso de estacas à tração, em sua maioria semelhantes ao método ( $\beta$ ) utilizado para estimar capacidade do fuste. Alguns dos métodos são: o método padrão, o método truncado, o método de Meyerhof (1973), o método de Das (1983), o método de Chattopadhyay & Pise's (1986), assim como o método de Meyerhof e Adams (1968), que incorpora uma placa circular na ponta da estaca tipo tubulão (Tomlinson & Woodward, 2008).

### **2.1.3 Considerações entre a capacidade de carga à compressão e tração**

Os métodos de capacidade de carga de estacas ao arrancamento são os mesmos que para o caso de cargas de compressão, considerando só a contribuição do fuste, sempre que as cargas sejam estáticas (Tomlinson & Woodward, 2008).

Contrário ao exposto anteriormente, Radhakrishna e Adams (1973) obtiveram uma redução de 50% na capacidade de carga para solicitação de tração para estacas com relação L/D menor que 5. Aoki e Velloso (1975) propuseram considerar só o 70% da capacidade à compressão. Poulos e Davis (1980) propuseram que a capacidade de carga à tração fora 2/3 da capacidade a compressão. O'Neill e Reese (1999) reportaram uma redução entre 12-25% por efeito Poisson ao reduzir-se o diâmetro da estaca à tração.

Ainda que sejam os mesmos métodos para ambos os carregamentos, parece razoável considerar certa redução na capacidade de carga de estacas arrancadas.

## **2.2 ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE**

### **2.2.1 Capacidade de carga a solicitações laterais e momentos**

Estacas carregadas lateralmente usadas para a contenção de solo, plataformas marinhas, pilares de pontes, estruturas esbeltas, torres e edificações sob carregamentos horizontais em geral (vento e sismo), representam um problema complexo de interação solo-estrutura governado pela interação entre a estaca e a reação de empuxo passivo gerado no solo em torno desta, (Su & Li, 2013). Na Fig. 2.1 mostra-se o comportamento geral das estacas quando são carregadas horizontalmente.

Os problemas de interação solo-estrutura têm sido abordados por duas tendências fundamentais: modelagem discreta do meio e modelagem contínua de meio. Neste sentido formulam-se diferentes métodos para estimar tanto a capacidade de carga como os deslocamentos gerados por estas.

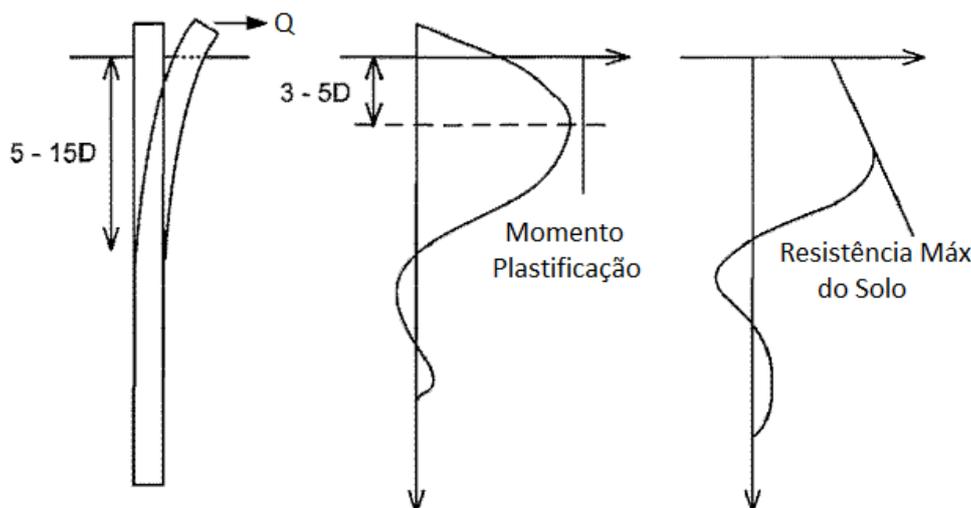


Figura 2.1. Comportamento geral de estacas carregadas lateralmente. (modificado - Randolph & Gourvenec, 2011).

Assim, os métodos de análises e dimensionamento ou de previsão de carga e deslocamento para o caso de estacas carregadas lateralmente, podem-se classificar de maneira geral em cinco categorias: Métodos baseados na capacidade limite do solo, Métodos baseados no módulo de reação do solo (Método de Winkler), Métodos de transferência de carga baseados nas curvas resistência vs deslocamento do solo ( $p$  vs  $y$ ), Métodos elásticos e Métodos numéricos (Método dos Elementos Finitos) (Fan & Long, 2005).

### 2.2.1.1 Métodos de capacidade limite

Os métodos de capacidade limite são os menos utilizados para obter o estado deformacional da estaca ante a variação das solicitações atuantes, sendo mais usados para obter a carga na ruptura, enquanto que os demais métodos permitem obter analiticamente forças e deslocamento ou tensões e deformações de maneira mais explícita.

Os métodos que estimam a capacidade de carga por meio da tensão ou resistência limite do solo, também denominados métodos de ruptura, tais como o método do API (American Petroleum Institute), o método de Brinch-Hansen (1961), o método de Broms (1964) e o método de Fleming et al. (1992), consideram que a força resistente é dada como resultado da tensão lateral gerada na área de contato entre a estaca e o solo, definindo um perfil de resistência que varia com a profundidade, em função do tipo de solo e da rigidez da estaca (rígida ou flexível), atingindo a solução final ao satisfazer-se o equilíbrio entre as

forças e momentos atuantes e as tensões passivas geradas no solo (Poulos & Davis, 1980), (Fleming et al., 2009).

Para o caso geral de solo coesivo-friccional, Brinch-Hansen (1961) considera a resistência limite do solo como mostrado a seguir. Na Fig. 2.2 mostram-se os coeficientes do método.

$$p_u = cK_c + \sigma_v' K_q \quad (2.11)$$

Onde:

$K_c$ ,  $K_q$  – Coeficientes que consideram a relação profundidade média/diâmetro da estaca  $Z/B$ , a coesão e o ângulo de atrito do solo.

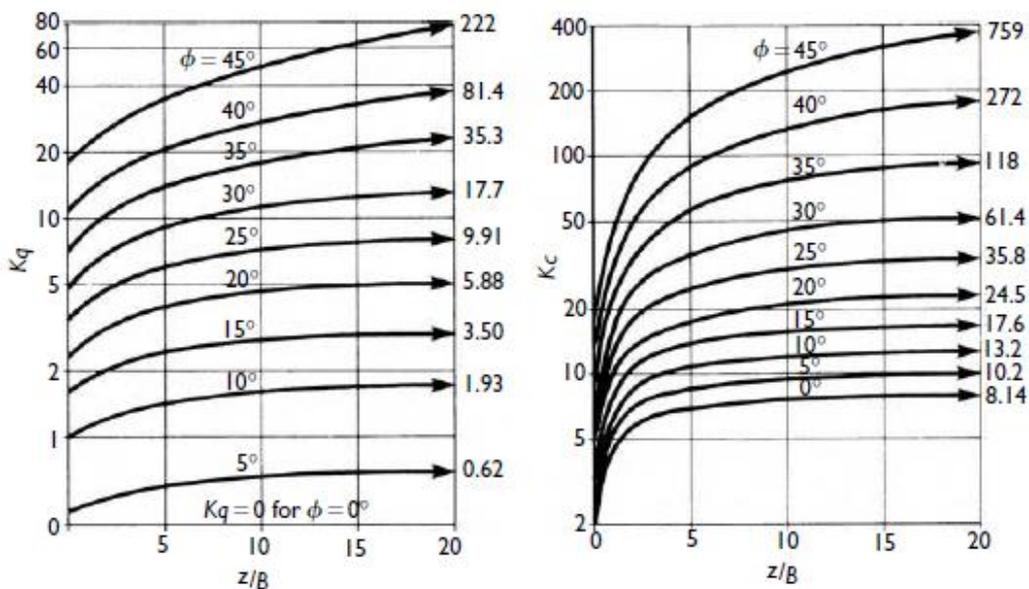


Figura 2.2. Coeficientes método de Brinch-Hansen (1961).

Um tempo depois, Broms (1964) simplificou a proposta de Brinch-Hansen (1961) e separou a solução para estacas rígidas ou flexíveis, com topo livre ou restringido em solos puramente coesivos ou sob condições não drenadas e solos friccionais ou sob condições drenadas. Nesse, assume-se simplificadamente diferentes distribuições da ( $p_u$ ) em função da solicitação atuante, uniforme, triangular ou trapezoidal (Poulos & Davis, 1980), (De Simone, 2012). Na Fig. 2.3 mostram-se para diferentes condições as soluções do método de Broms (1964) para estacas rígidas, (Tomlinson & Woodward, 2008), (Helwany, 2007).

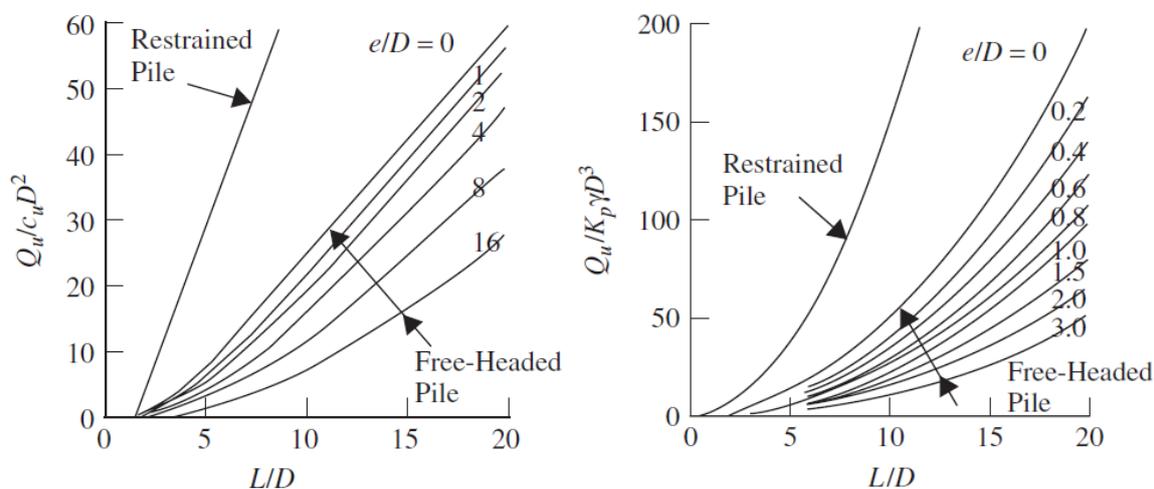


Figura 2.3. Ábacos para o dimensionamento de estacas rígidas pelo método de Broms (1964).

a) Solo coesivo. b) Solo friccional

Outro dos métodos baseados na resistência limite é o Método da Carga Característica (*Characteristic Load Method*) proposto por Evans e Duncan (1982) e Duncan e Evans (1994). Este método divide os solos em coesivos e friccionalis estimando de maneira simples a capacidade de carga lateral denominada característica e o momento característico por meio de expressões analíticas (Reese & Van Impe, 2001). Também o método simplificado, o método de Poulos (1999) e o método da equação quadrática apresentam-se como alternativas para resolver o problema analiticamente (Cunha, 2013).

### 2.2.1.2 Método de Winkler

O Método de Winkler proposto em 1867 ou do módulo de reação, considera o solo discretizado em um conjunto de molas com comportamento linear-elástico governado pelo módulo de reação do solo, constante com o carregamento. Assim é resolvida a equação diferencial não linear de quarto ordem para uma viga em meio elástico, como mostrado na Fig. 2.4. Os primeiros trabalhos foram desenvolvidos por Timoshenko (1941) e Hetenyi (1946). Diversas propostas têm sido realizadas para a distribuição do coeficiente de reação horizontal, tais como: Miche (1930), Hetenyi (1946), Darkov & Kusnezow (1953), Winterkorn & Fang (1975). Terzaghi (1955) aponta neste sentido que umas das limitações do método está na forma de extrapolar o módulo obtido da prova de placa à estaca (Poulos & Davis, 1980), (Reese & Van Impe, 2001), (Tomlinson & Woodward, 2008), (Cunha, 2013).

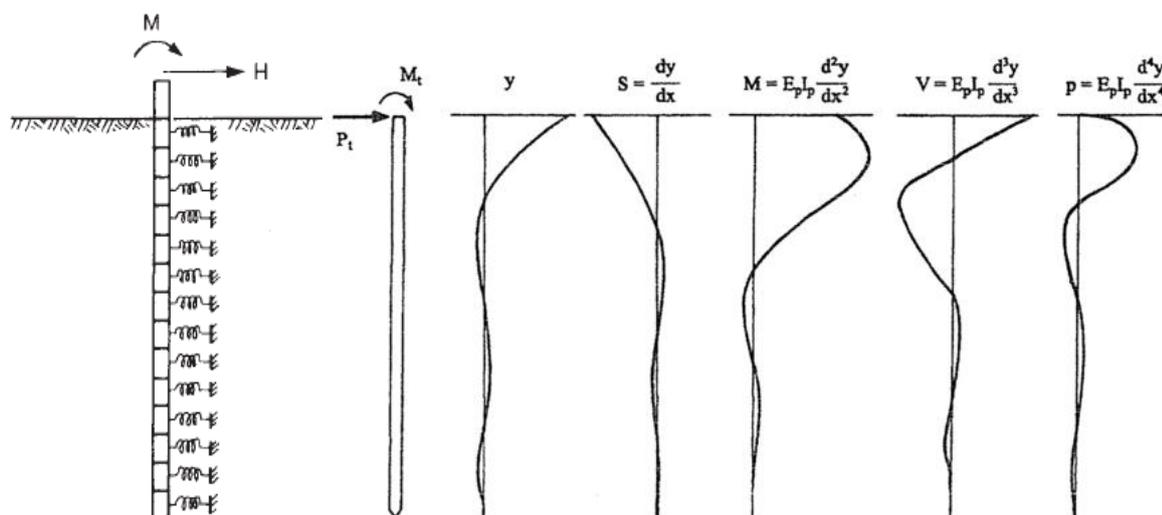


Figura 2.4. Método de Winkler.  $y$ -deslocamento,  $S$ -curvatura,  $M$ -momento,  $V$ -cisalhamento e  $p$ -resistência do solo.

### 2.2.1.3 Método das curvas $p$ vs $y$

O método das curvas de (resistência vs deslocamento) ou ( $p$  vs  $y$ ) é considerado uma extensão do método de Winkler, onde ambos estão baseados no princípio do módulo de reação do solo, neste caso considerando o comportamento não linear elasto-plástico. Assim é resolvida também a equação diferencial não linear de quarto ordem para uma viga, neste caso considerando variável o módulo de reação do solo em relação ao carregamento, como mostrado na Fig. 2.5. Os primeiros trabalhos foram desenvolvidos por Palmer & Thompson (1948), Reese & Matlock (1956), McClelland & Focht (1958). Utiliza-se o método das diferenças finitas para desenvolver a solução da equação diferencial utilizando as curvas ( $p$  vs  $y$ ). A previsão dessas curvas tem sido desenvolvida com base em diferentes estudos: correlações empíricas, ensaios de cargas em estacas em verdadeira grandeza, ensaios de carga em estacas em modelos reduzidos e ensaios de campo.

Para o caso de argilas moles utiliza-se a curva proposta por Matlock; no caso de argilas rijas, areia e rocha branda as curvas propostas por Reese; para areia pela proposta da API as curvas propostas por de O'Neill; e para areia com possibilidade de liquefação as curvas propostas por Rollins. Autores como: Barber (1953), Matlock & Reese (1956, 1961), Reese et al (1967), O'Neill e Murchison (1983), Duncan et al (1994), têm se destacado pela utilização deste método (Reese & Van Impe, 2001), (Tomlinson & Woodward, 2008), (Zhang, 2009), (Lin et al., 2010), (Kim & Jeong, 2011), (Cunha, 2013).

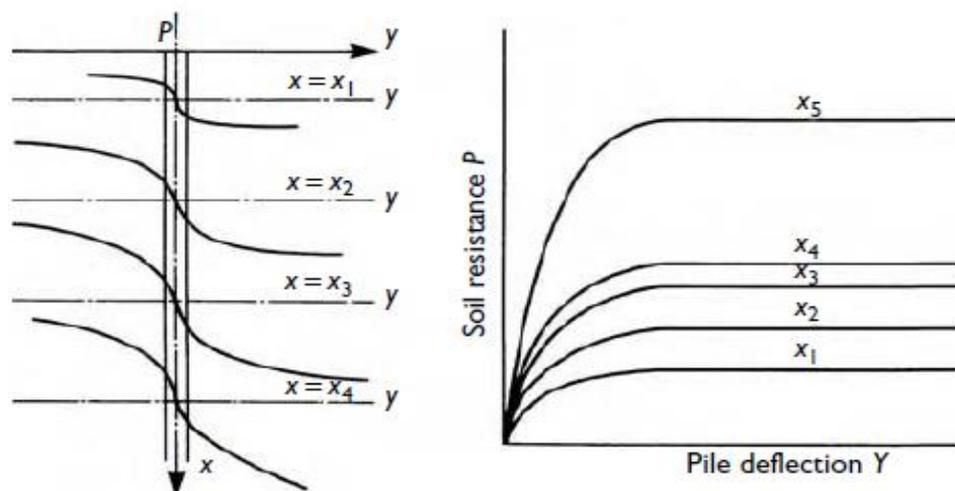


Figura 2.5. Método das curvas (p vs y)

Ambas as metodologias têm sido muito utilizadas na prática por sua simplicidade, mesmo que apresentem em comum certas limitações: a resistência do solo, linear ou não linear é proporcional ao deslocamento deste, o solo não é considerado contínuo, e, portanto, cada mola atua independentemente e só quando deslocados absorvem carga, onde a rigidez do solo depende das propriedades destes e das dimensões da fundação. Essas análises têm limitada a sua extensão para o caso de grupos de estacas, devido que a sua interação não é levada em consideração (Randolph, 1981).

#### 2.2.1.4 Método elástico

O método elástico apresenta-se como uma alternativa para melhorar as limitações dos métodos discretos, tratando o meio como contínuo, no qual o solo é considerado semi-infinito, homogêneo, isotrópico e elástico.

Alguns métodos têm sido propostos por: Winterkorn & Fang (1975), Banerjee & Davis (1978), Poulos (1971, 1972), (Poulos & Davis, 1980) (Reese & Van Impe, 2001).

#### 2.2.1.5 Método dos elementos finitos

Com o desenvolvimento dos computadores, o (M.E.F) tem ganhado muito força, sendo o mais utilizado dos métodos numéricos existentes, servindo de ponto de comparação entre estes, proporcionando uma ferramenta ampla e versátil para modelar quase todo tipo de problemas.

Randolph (1981) faz referência a investigadores como: Wilson (1965), Evangelista & Viggigiani (1976), Banerjee (1977), Randolph (1977) e Kuhlemeyer (1979) que aplicaram o (M.E.F) para resolver problemas geotécnicos. Também, desde muito cedo, Yegian & Wright (1973), Thompson (1977), Kooijman (1989), Brown et al. (1989), Brown & Shie (1991) e Portugal & Sêco e Pinto (1993) têm empregado o (M.E.F) para a obtenção das curvas (p vs y) (Reese & Van Impe, 2001). Desde então só uma crescente e acelerada utilização do método vem acontecendo na atualidade.

Por meio do (M.E.F) é possível considerar o fenômeno da interação solo-estaca, modelos não lineares elasto-plásticos para os materiais, os efeitos da não linearidade geométrica, heterogeneidades, o comportamento anisotrópico do material, o estado de tensões iniciais, presença de água, condições não drenadas, velocidade de aplicação das cargas, geração de excessos de poropressão, fenômenos acoplados, entre outros, normalmente desprezados por qualquer outro enfoque conhecido (Solução Analítica), dessa forma, a modelagem numérica simula com maior aproximação que qualquer outro método o problema real de uma estaca carregada lateralmente (Memarpour et al., 2012), (Giannakos et al., 2012), (Comodromos & Papadopoulou, 2013).

Uma das maiores vantagens do método está no fato bem conhecido que as cargas laterais são na realidade multidirecionais, e por isso que só modelos numéricos 3D são capazes de simular o comportamento desse problema, (Su & Li, 2013).

### **2.2.2 Abordagem numérica para o estudo de estacas carregadas lateralmente**

Os modelos utilizados para simular o comportamento de estacas carregadas lateralmente, têm evidenciado basicamente dois enfoques sobre a forma em que consideram o meio, e estes têm sido: modelos discretos (método de Winkler, curvas p-y) e modelos contínuos (modelos elásticos, M.E.F, M.E.C). No enfoque discreto o método mais usado na atualidade é o método de transferência de carga ou método das curvas (p vs y) e no enfoque contínuo, o método mais usado é o método dos elementos finitos.

Dessa forma, as tendências gerais que têm sido consideradas para abordar a modelagem contínua, são:

- Sobre a malha de elementos finitos: malhado 3D progressivo com arranjo axissimétrico ao redor da estaca, uso de elementos cúbicos de seis lados, elementos de

interface para modelar a interação solo-estaca, separação entre o solo e a estaca (gap) na face ativa e formação de cunha de falha na face passiva.

- Sobre o elemento estrutural: simulação unidimensional (elemento viga), considerando comportamento linear-elástico ou comportamento não linear elasto-plástico por meio da relação Momento vs Curvatura, simulação tridimensional da estaca por meio de elementos sólidos considerando comportamento linear-elástico.
- Sobre a rigidez da estaca: considera-se rigidez constante ou se estuda a influência da variação da rigidez por meio de análises independentes que consideram a rigidez constante (o comportamento muda completamente ao considerar a rigidez variando com o nível de carregamento).
- Sobre o tipo de análises: considera-se análise drenada.

A seguir mostram-se algumas abordagens não convencionais que têm sido desenvolvidas para a modelagem de estacas carregadas lateralmente.

Randolph (1977) e Kuhlemeyer (1979) propuseram métodos analíticos com enfoques similares, para obter a distribuição dos deslocamentos e momentos em estacas flexíveis, baseados no comportamento elásticos do solo e a estaca (Randolph, 1981).

Zhang et al. (2000) estudaram o comportamento cíclico de uma e duas estacas considerando três modelos de comportamento para o solo: Drucker-Prager, Cam-Clay e o modelo de  $t_{ij}$  baseado no plano espacialmente mobilizado proposto por Matsuoka & Nakai (1985). Consideraram-se para as estacas um modelo de comportamento não linear baseado na relação Momento vs Curvatura do elemento estrutural, as estacas foram simuladas considerando um elemento tipo viga, unidimensional, sem volume, usualmente utilizado para a modelagem em elementos finitos, conjuntamente com elementos sólidos para simular o efeito do grupo e suas dimensões. Conclui-se que o modelo que melhor representa o comportamento do solo é o  $t_{ij}$ , o qual recomenda para o dimensionamento de obras geotécnicas, mesmo assim, para o caso de contar unicamente com informação tipo SPT-N o modelo de Drucker-Prager pode ser utilizado.

Tuladhar et al. (2008) conduziram um estudo experimental sobre o comportamento cíclico de estacas de concretos carregadas horizontalmente para estudar seu desempenho sísmico, adicionalmente modelaram o problema usando um modelo não linear elasto-plástico

para o solo e um modelo de fratura para a estaca de concreto (Smearred Crack Model) simulada como um elemento sólido.

### **2.2.3 Critérios de capacidade de carga**

Os resultados encontrados ao realizar uma prova de carga em termos de carga e deslocamentos não são de fácil interpretação e na maioria dos casos a carga da prova aproxima-se da capacidade de trabalho (1,5-2 vezes) e não da carga de ruptura, resultando em um problema complexo à determinação da falha da fundação. Destacam-se três grupos de métodos: do recalque o deslocamento limite, da deformabilidade limite e da forma matemática. Dentro do primeiro grupo encontra-se o método proposto pela NBR 6122. Os métodos baseados em formas matemáticas ajustam à curva carga vs recalque a uma curva conhecida, que pode ser uma hipérbole Chin (1971, 1978), uma parábola (Mazurkiewicz (1972) ou uma curva exponencial Van der Veen (1953). Estes últimos além de definirem a carga de ruptura permitem a extrapolação da curva carga vs recalque segundo a proposta forma matemática.

Entretanto, todos esses métodos foram desenvolvidos para estimativa da carga de ruptura em estacas carregadas exclusivamente à compressão axial. Não são conhecidos métodos específicos para extrapolação da curva Carga vs Recalque em provas de carga horizontais. Na prática, utiliza-se o critério da Ruptura Convencional para um deslocamento horizontal de 25mm. Contudo, na busca por resultados mais confiáveis, um comparativo entre esses métodos se tornou inevitável. A utilização indiscriminada, sem uma análise mais detalhada do problema, pode conduzir a grandes erros de interpretação de resultados (Zammataro et al., 2007).

#### **2.2.3.1 Método da NBR 6122/2010**

O método considerado na NBR 6122/2010 se aplica só para o caso de estacas carregadas à compressão, determinando a carga de ruptura a partir da curva Carga vs Recalque Vertical, como o valor de carga para a qual se obtém um recalque igual ao deslocamento sofrido pela estaca por encurtamento somando  $D/30$ , Fig. 2.6.

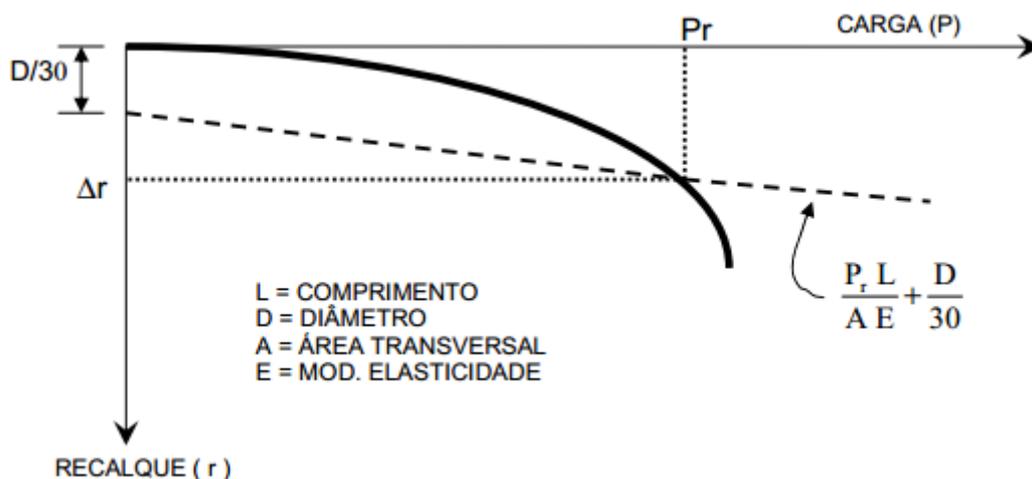


Figura 2.6. Carga de ruptura obtida pela NBR 6122/2010.

### 2.2.3.2 Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) utilizado para a extrapolação da curva Carga vs Recalque obtida da prova de carga, considera um modelo matemático exponencial de modo que ao aproximar-se o máximo da curva original permite sua extrapolação descrevendo uma assíntota determinando assim a carga de ruptura. A curva é definida por meio de uma expressão do tipo:

$$Q = Q_u \cdot (1 - e^{-a \cdot r}) \quad (2.12)$$

A partir da expressão anterior e considerando um valor arbitrário de carga última ( $Q_u$ ) é possível deduzir uma relação linear entre o valor de  $\ln(1-Q/Q_u)$  e o deslocamento horizontal ( $r$ ), esses valores são plotados para obter depois de várias tentativas uma relação linear com inclinação ( $a$ ), para a qual o valor considerado de ( $Q_u$ ) representa a carga última ou de ruptura (Nienov, 2006).

### 2.2.3.3 Método hiperbólico

O método hiperbólico a sido utilizado satisfatoriamente por Mayne & Kulhawy (1991) e Agaiby & Kulhawy (1994), baseia-se em rescrever a curva original Carga vs Deslocamento Horizontal em termos de Deslocamento/Carga vs Deslocamento, Fig. 2.7. O inverso do intercepto com o eixo das ordenadas mostra a rigidez inicial e o inverso da inclinação da linha resultante mostra a capacidade de carga última. Os autores têm reportado uma extensa utilização desse critério com bons resultados (Kulhawy & Chen, 1995).

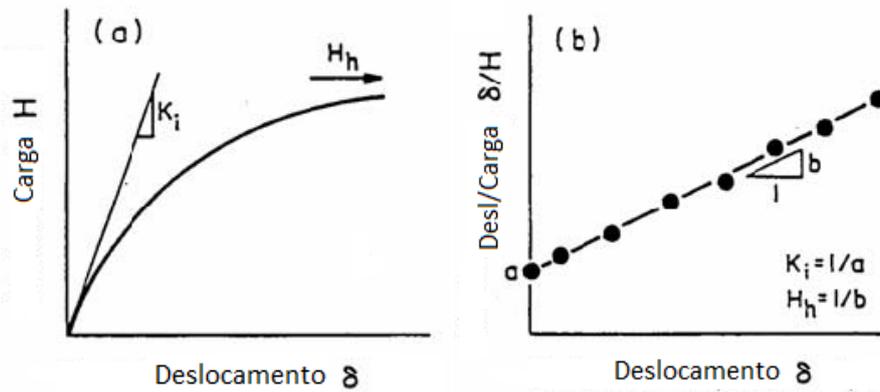


Figura 2.7. a) Curva Carga vs Deslocamento Horizontal convencional. b) Representação do método Hiperbólico.

### 2.2.3.4 Critérios baseados em deslocamentos

Para o caso de uma estaca carregada lateralmente Hirany & Kulhawy (1988) identificaram ao menos doze critérios, dez dos quais estão baseados em considerações referentes a deslocamentos e solo dois em considerações referentes a carregamentos, como exemplo mostra-se na Fig. 2.8 estes critérios, aplicados a um caso de estudo para uma estaca de 1,40m de diâmetro (B). Na presente dissertação, serão utilizados como critério de capacidade de carga última horizontal o método de Van der Veen (1953) e o método de Broms (1964), que propôs considerar como carga última lateral aquela obtida para um deslocamento de 20% do diâmetro da estaca (Kulhawy & Chen, 1995).

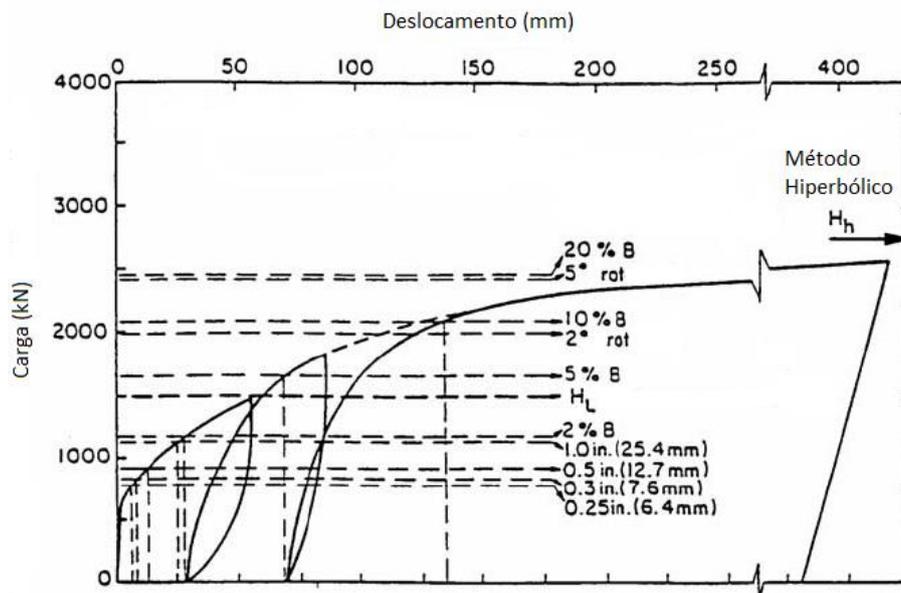


Figura 2.8. Diversos critérios de capacidade de carga. (modificado - Kulhawy & Chen, 1995).

## 2.3 MODELOS DE COMPORTAMENTO PARA O SOLO

O comportamento mecânico dos materiais geotécnicos está associado a três fenômenos básicos: influência do histórico de tensões, mudando o limite entre o comportamento elástico e o comportamento elasto-plástico; deformações plásticas irreversíveis, ao ultrapassar o domínio elástico definido pela superfície de plastificação e diminuição de volume por compressão, ao mesmo tempo em que endurece ou aumento de volume por dilatação, ao mesmo tempo em que amolece.

Essas características sugerem que a Teoria da Plasticidade, mesmo que desenvolvida inicialmente para metais, poderia ser muito adequada para a descrição do comportamento dos solos e rochas, descrevendo adequadamente fenômenos presentes nos materiais geotécnicos que são induzidos por tensões cisalhantes, tais como: influência do histórico de tensões, fluência, deformações plásticas irreversíveis, dilatação, entre outros, (Gens & Potts, 1988), (Potts & Zdravkovic, 1999). Esses fenômenos são descritos por meio de três conceitos básicos: Função de Plastificação, a qual determina o limite do domínio elástico do elasto-plástico, Função de Potencial Plástico ou Lei de Fluxo Plástico, a qual determina o vetor e a direção dos incrementos das deformações plásticas e Lei de Endurecimento, a qual determina o tamanho do domínio elástico ou da superfície de plastificação. O comportamento do solo pode ser representado sob condições não drenadas a volume constante, ou drenadas variando o volume, assim como sob carregamento isotrópico sem tensões desviadoras, ou cisalhante aplicando tensões de desvio.

Conjuntamente, o M.E.F permite tratar o solo como meio contínuo e brinda a ferramenta matemática para abordar a solução do problema em termos de forças e deslocamentos assim como tensões e deformações, (Carter et al., 2000).

### 2.3.1 Modelos de comportamento elasto-plásticos

Segundo Drucker (1988), os modelos de comportamento podem ser divididos em: modelos convencionais ou clássicos que definem um comportamento elástico perfeitamente plástico e modelos de comportamentos não convencionais que definem um comportamento elasto-plástico de estado crítico, como mostrado na Fig. 2.9.

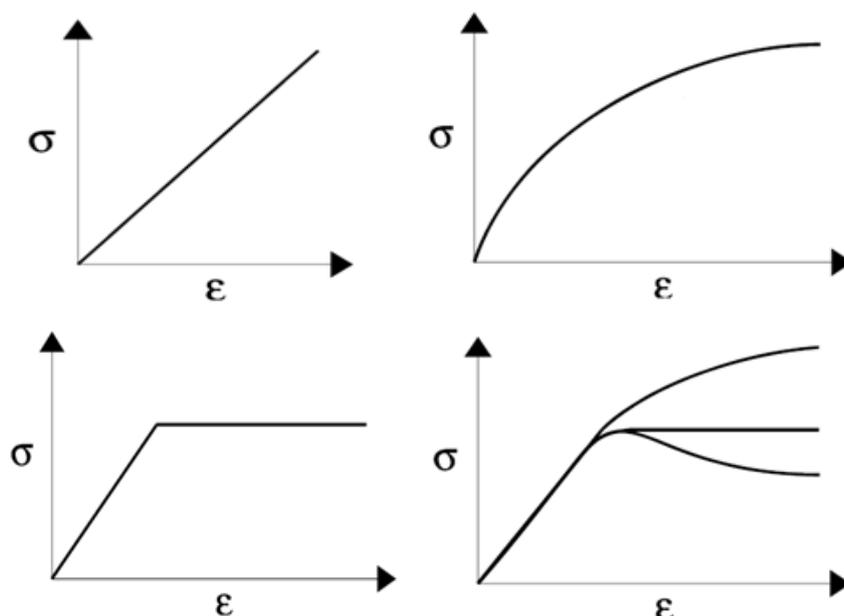


Figura 2.9. Modelos de comportamento mais usados para solo. a) Linear elástico. b) Não linear hiperbólico. c) Linear-elástico perfeitamente plástico. d) Elasto-plástico com endurecimento ou amolecimento.

Os modelos perfeitamente plásticos que desprezam o aumento da superfície de plastificação (endurecimento) e do domínio elástico apresentam como característica essencial à definição da plastificação e à ruptura para iguais níveis de tensão. Modelos mais avançados incorporaram fenômenos como: o endurecimento, a presença do Cap, entre outros.

Foram propostos vários critérios de ruptura, em muitos casos, designando igualmente ao modelo que adotá-lo, tais como: Coulomb (1773), Rankine (1853), Tresca (1864), Mohr-Coulomb (1882), Von Mises (1913), Drucker-Prager (1952), Matsuoka-Nakai (1974), Lade-Duncan (1975), (Carter et al., 2000).

### 2.3.2 Modelos básicos de comportamento elasto-plástico de estado crítico

O desenvolvimento dos modelos de estado crítico trouxe um grande avanço para a aplicação dessa teoria a Geotecnia. Modelos relativamente simples com base na Teoria da Plasticidade associada são capazes de prever, pelo menos qualitativamente, um grande número de aspectos fundamentais do comportamento dos solos (Gens & Potts, 1988).

Os primeiros modelos de estado crítico foram os modelos da família Cam-Clay desenvolvidos na Universidade de Cambridge no final dos anos 60. Foi proposta uma primeira formulação que descrevia uma superfície de plastificação logarítmica, Roscoe &

Schofield (1963) e mais tarde uma segunda formulação para resolver algumas deficiências do primeiro modelo, chamado Cam-Clay modificado, que descrevia uma superfície elíptica, Roscoe & Burland (1968). A formulação do Cam-Clay foi baseada quase exclusivamente em ensaios triaxiais convencionais em argilas reconstituídas normalmente adensadas, o que implica a condição saturada, o adensamento isotrópico, o carregamento monotônico e a não consideração da tensão intermediária. O intervalo de validade desses ensaios é limitado, assim para um grande número de casos estes não são capazes de reproduzir o comportamento real do solo (Houlsby et al., 1982), (Potts & Zdravkovic, 1999).

Embora o modelo descreva uma elipse no plano ( $p'$  vs  $q$ ), o mesmo descreve um círculo no plano octaédrico, ao adotar o critério de ruptura de Drucker-Prager. Isso implica, que as condições de estado crítico só podem ser alcançadas sob condições de ensaios triaxiais convencionais, sabendo que um círculo não reproduz bem as condições de ruptura do solo, onde um critério como Mohr-Coulomb responderia melhor (Sun et al., 2006).

Evidências experimentais demonstram que a resistência de um solo sob carregamento triaxial real é menor do que a obtida considerando um modelo como Drucker - Prager ou von Mises (Nakai & Hinokio, 2004).

Uma superfície de plastificação e de potencial plástico circular, implica considerar um valor constante do parâmetro  $M$ , com validade apenas para o estado axissimétrico, representando uma variação do ângulo de atrito ( $\phi$ ) como uma função do ângulo da Lode ( $\theta$ ). Considerar o parâmetro  $M$  constante em lugar de o ângulo de atrito constante pode levar a superestimação das propriedades do solo (Potts & Zdravkovic, 1999).

### **2.3.3 Modelos avançados de comportamento elasto-plástico de estado crítico**

Existe um grande número de modelos e modificações feitas à formulação do estado crítico com o objetivo de melhorar previsões vs comportamento observado e incorporar novos tipos de fenômenos.

Uma formulação mais complexa está associada à modelagem do solo sobreadensado ou sob carregamento cíclico, nesse caso se apresenta um acúmulo de deformações plásticas e um aumento da poropressão rápida sem drenagem, que leva a uma diminuição das tensões efetivas e da capacidade de carga, conhecido como o fenômeno da liquefação.

Os modelos básicos de estado crítico usam uma regra de endurecimento isotrópico de tal forma que para os primeiros passos da carga não seria possível obter deformações irreversíveis ou aumentos de poropressão. Um simples modelo elástico geralmente não é suficiente para prever o comportamento do solo no interior da superfície de plastificação.

Novas formulações utilizam regras de endurecimento isotrópico, cinemático ou misto com memória do estado de tensões, modelando um comportamento elástico para as tensões e irreversível e acumulativo para as deformações. Esses modelos foram desenvolvidos por: Mroz (1966), Iwan (ano 1967), Edelman & Drucker (1951), Krieg (desde 1975), Dafalias & Popov (1975, 1976, 1977), Hashiguchi (1978, 1985), (Hashiguchi, 1988), (Nakai & Hinokio, 2004).

Outros avanços consideram a estrutura do solo, permitindo modelar o comportamento de solos naturais e metaestáveis, assim como o tempo, a temperatura, o estado de não saturação, entre outros (Nakai, 2013).

## **2.4 MODELOS DE COMPORTAMENTO PARA AS ESTACAS**

### **2.4.1 Modelo de comportamento linear-elástico**

O modelo constitutivo linear-elástico representa um modelo simples. Para sua caracterização são necessárias duas propriedades do material: o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. O mesmo descreve o comportamento de materiais chamados Hookeanos em relação a Robert Hooke, denotando uma relação proporcional entre a tensão e a deformação dada pelo módulo de elasticidade.

Esse modelo tem sido amplamente utilizado para modelagem de estacas carregadas verticalmente à compressão, independentemente do material da estaca. Assume-se como válida essa hipótese ainda para o caso de estacas de concreto comprimidas, levando em conta a natureza das cargas ao minimizar, em grande medida, o fenômeno da fissuração do material. Na maioria dos casos, não é levada em consideração a influência do comportamento não linear do concreto na resposta final do sistema e é considerado apenas como foco do modelo o solo.

No caso de estacas carregadas lateralmente, esse modelo seria representativo apenas para simular o comportamento de estacas rígidas; indeformável ou com comportamento linear-elástico como no caso de estacas de aço. No entanto, para as cargas de trabalho, ou

seja, entre a metade e um terço da carga de ruptura, o comportamento do concreto é aproximadamente linear-elástico. Sob essas condições, a resposta esperada não está muito longe do comportamento real, tanto para carga axial, como para carga horizontal, embora para o estado último (carga de ruptura) o fator de segurança resultante seja muito reduzido.

### **2.4.2 Modelação de estacas de concreto**

O concreto é um material heterogêneo que apresenta um comportamento não linear com relativa ductilidade sob compressão uniaxial, ao contrário de seus componentes (agregado graúdo e pasta), que apresentam isoladamente um comportamento linear e frágil. Quatro trechos diferentes podem ser identificados no comportamento do concreto: fase elástica, fase de redução gradual da rigidez, fase de propagação das fissuras e fase de amolecimento (Tension Softening).

Sabe-se que a característica mais marcante do concreto é a sua baixa resistência à tração se comparado à compressão. Devido a isso, as estruturas de concreto já apresentam fissuração antes do carregamento ou para baixos níveis de carga, ocorrendo redução da rigidez da estrutura e modificação da distribuição de tensões, ou seja, a estrutura passa a apresentar comportamento não linear físico. Além da fissuração do concreto tracionado, a não-linearidade física das estruturas de concreto armado é caracterizada pela plastificação do concreto comprimido e pelo escoamento do aço.

Na modelagem de elementos de concreto utilizam-se elementos tipo barras (1D), elementos planos (2D) ou elementos sólidos (3D). Para o caso dos elementos barras são discretizadas as seções transversais em camadas considerando as hipóteses de Euler-Bernoulli para estados uniaxiais de tensão e esforços normais e as hipóteses de Timoshenko para estados biaxiais de tensão e esforços de cisalhamento.

A modelagem de estacas de concreto tem sido geralmente abordada mudando o elemento real por um elemento barra (1D) linear sem levar em conta o seu volume, fato este essencialmente significativo para o comportamento de grupos de estacas. É considerada a relação Momento vs Curvatura para simular o comportamento do concreto. Nessa abordagem o programa comercial mais utilizado tem sido o LPILE, com a sua primeira versão disponível no mercado em 1986.

Outras abordagens têm considerado o modelo de comportamento de Mohr Coulomb e Drucker-Prager para simular estacas de concreto.

### 2.4.3 Modelo de dano plástico (Concrete Damage Plasticity)

Mesmo que o comportamento do concreto à compressão seja complexo, devido à sua não linearidade quase desde o início, causada pela micro-fissuração ainda sem carga, além daquela que ocorre pelo esmagamento quando carregado, a resposta que descreve a tração é extremamente mais complexa ainda, devido à macro-fissuração, e dada a natureza frágil dos componentes ao serem separados os agregados.

A teoria da plasticidade também tem sido utilizada para o concreto, desenvolvendo funções de plastificação, critérios de ruptura e de fluxo plástico, adequadas para esse material, e tais trabalhos têm sido desenvolvidos por: Willam & Warnke (1974), Ottosen (1977), Hsieh et al. (1982), Hu & Schnobrich (1989), Menetrey & Willam (1995), (Simulia, 2010).

Um dos modelos de maior aceitação nos últimos tempos para modelar o comportamento do concreto, é o chamado modelo de Dano Plástico (Concrete Damaged Plasticity) que incorpora o comportamento real do concreto, considerando a fissuração e a degradação da rigidez do material com o aumento da carga. Sua formulação foi desenvolvida por Lubliner, Oliver, Oñate e Oller em 1989 (Lee & Fenves, 1998), (Bonilla, 2008). O mesmo considera os mais importantes fenômenos do comportamento do concreto com base nos princípios teóricos do modelo de Mohr-Coulomb, permitindo o estudo dos efeitos de danos irreversíveis associados aos mecanismos de falhas que ocorrem (Bonilla, 2008). O modelo de Dano Plástico é definido pelas curvas de comportamento do concreto à compressão e tração obtidas a partir de ensaios uniaxiais além de parâmetros de dano (Pijaudier-Cabot & Mazars, 2001). Esquemáticamente mostra-se na Fig. 2.10 a Tensão ( $\sigma^0$ ) e Deformação ( $\epsilon^0$ ) inicial para o comportamento linear-elástico e a Tensão ( $\sigma_{pic}$ ) e Deformação pico para o comportamento elasto-plástico.

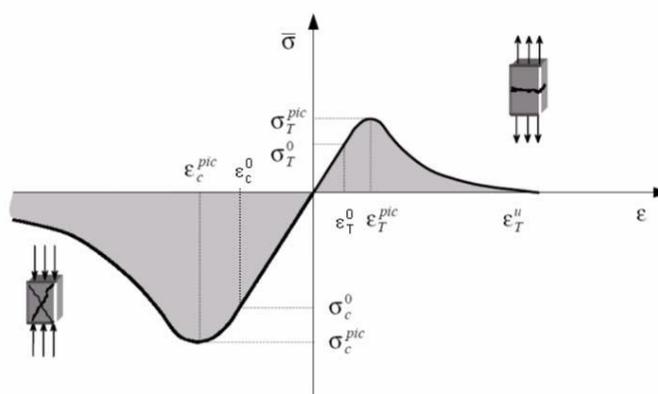


Figura 2.10. Comportamento uniaxial do concreto, segundo Oller (2001).

O modelo usa uma lei de dano isotrópico com base no comportamento elasto-plástico do concreto, que leva em conta o dano reduzindo o módulo de elasticidade inicial do material, e considerando um parâmetro de dano em compressão ( $d_c$ ) e em tração ( $d_t$ ), que variam entre zero e um para os estados sem danos ou com dano total, respectivamente, conforme mostrado na Fig. 2.11.

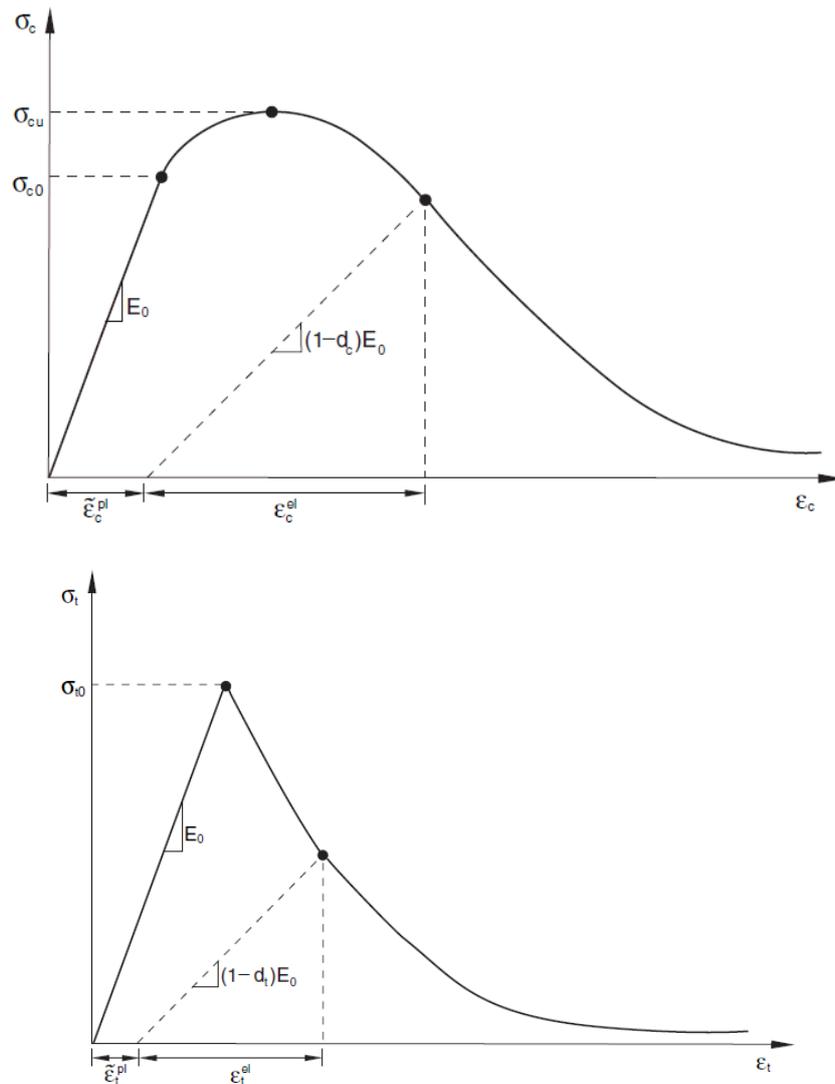


Figura 2.11. Comportamento uniaxial do concreto em compressão e tração considerando o dano plástico. ABAQUS (Simulia, 2010).

Onde:

$E_0$  - Módulo de elasticidade do material sem dano,  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$  - tensão em compressão e tração,  $\epsilon_c^{el}$  e  $\epsilon_c^{pl}$  - deformação por esmagamento (compressão) elástica e plástica,  $\epsilon_t^{el}$  e  $\epsilon_t^{pl}$  - deformação por fissuração (tração) elástica e plástica.

O comportamento em compressão apresenta basicamente três etapas: a primeira denota comportamento elástico sem danos; a segunda denota comportamento elasto-plástico com endurecimento e danos, fase de começo da micro-fissuração; e a terceira denota o comportamento elasto-plástico com amolecimento e danos, ou seja, a fase de propagação de fissuras. Ao mesmo tempo, o comportamento em tração apenas apresenta duas fases: a primeira denota comportamento elástico sem dano e a segunda denota comportamento elasto-plástico com amolecimento e danos, além da fase de propagação de fissuras.

O fenômeno afeta as características geométricas 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 a tração (Tension Stiffening), sendo que esse fenômeno aumenta a rigidez estrutural principalmente para as cargas de trabalho (González, 2006).

### **3 MODELAGEM DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE**

#### **3.1 PROCESSO DE MODELAGEM**

Os ensaios virtuais combinados com técnicas de instrumentação e experimentação como via de calibração e validação numérica, são ferramentas poderosas para resolver vários problemas, vinculando a confiabilidade e a economia respectivamente (Recarey et al., 2005).

No presente trabalho estuda-se o comportamento e interação solo-estrutura de estacas carregadas lateralmente, de forma monotônica, considerando uma análise estática, e combinando a simulação numérica e a experimentação por meio de provas de cargas reais como via de calibração e validação.

O desenvolvimento desse capítulo versa sobre os aspectos relevantes vinculados à Concepção Geral do Processo de Modelagem, com o objetivo de fornecer as bases necessárias para afrontar a modelagem numérica. Para isso tratam-se as questões relativas à modelagem dos materiais, às condições de contorno, os tipos de cargas e às análises consideradas. No processo de calibração numérica, realizam-se várias análises iniciais associadas à escolha da forma ou da geometria do domínio estudado, suas dimensões, o tipo de elemento finito e a densidade da malha de elementos a ser utilizada em relação ao custo computacional.

Em seguida trata-se a Calibração e Validação do Processo de Modelagem, com o objetivo de reproduzir o comportamento do problema real, realizando diversas simulações de provas de cargas em estacas carregadas lateralmente.

Uma vez validado o processo de modelagem, é possível estudar diferentes cenários, geometrias, solos, cargas, condições iniciais, entre outros. A possibilidade de variar numericamente essas condições permite a economia de recursos, sem a necessidade de utilizar grandes e sofisticados laboratórios ou provas de cargas para obter uma resposta adequada do comportamento desse tipo de fundação.

### 3.2 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

#### 3.2.1 Modelagem do solo

##### 3.2.1.1 Modelo de comportamento Mohr-Coulomb

No modelo de comportamento de Mohr-Coulomb implementado no programa ABAQUS (Simulia, 2010) considera-se o material isotrópico com comportamento linear-elástico até a superfície de plastificação, onde começam deformações plásticas não recuperáveis. O comportamento plástico depende da tensão de confinamento e é considerada a influência da tensão principal intermediária através do ângulo de Lode ( $\theta$ ), inserida tanto na função de plastificação como na de potencial plástico, Fig. 3.1 e Fig. 3.2.

O endurecimento é isotrópico e o comportamento inelástico está acompanhado pela mudança do volume do material. Considera-se sempre lei de fluxo não associado tanto no plano octaédrico como no plano ( $p$  vs  $q$ ), minimizando a dilatância exagerada.

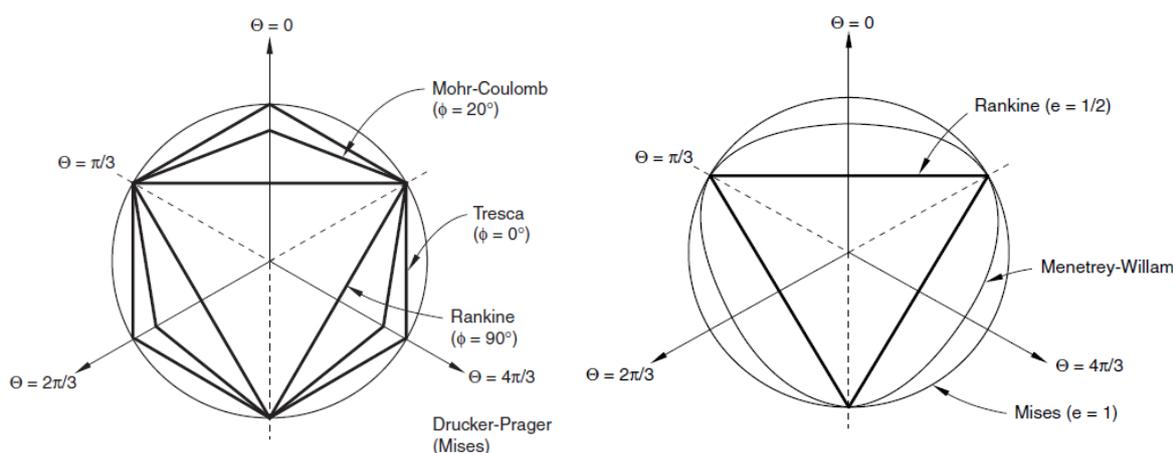


Figura 3.1. Plano octaédrico. a) Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb (1882).  
 b) Superfície de potencial plástico de Menetrey-Willam (1995).

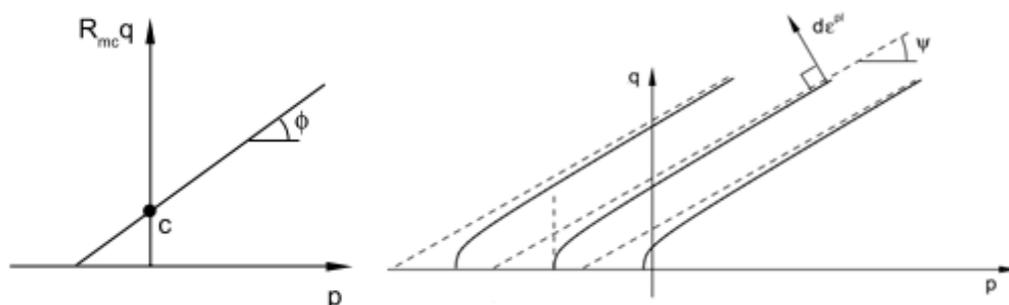


Figura 3.2. Plano ( $p$  vs  $q$ ). a) Função linear de plastificação ou envolvente de falha de Mohr-Coulomb (1882). b) Função hiperbólica de potencial plástico de Menetrey-Willam (1995).

Onde:

$p$ -tensão confinante isotrópica,  $q$ -tensão desvio do isotrópico,  $\Theta$ -ângulo de Lode, desvio do axissimétrico,  $\phi$ -ângulo de atrito,  $c$ -coesão,  $\psi$ -ângulo de dilatância.

Triaxial de Extensão ( $\Theta=0$ ), Triaxial de Compressão ( $\Theta=\pi/3$ )

### 3.2.1.2 Modelo de comportamento Cam-Clay

O modelo Cam-Clay implementado no programa ABAQUS (Simulia, 2010) permite considerar o comportamento elástico do material até a superfície de plastificação, sendo linear, ao fixar o valor do módulo de elasticidade o cisalhante, ou não linear, ao fixar o valor do coeficiente de Poisson, no nosso caso o comportamento foi considerado não linear elástico, dado que o módulo de elasticidade depende da tensão de confinamento que varia com a profundidade. Além da superfície de plastificação começam deformações plásticas não recuperáveis. O comportamento plástico depende da tensão de confinamento. A linha de estado crítico divide o comportamento do material em duas regiões, a primeira seca onde o material amolece e a segunda úmida onde o material endurece.

O endurecimento isotrópico é função da deformação plástica e está acompanhado pela mudança do volume do material. Na linha de estado crítico o material pode plastificar sob uma tensão cisalhante constante sem mudança no volume. Considera-se a influência da tensão principal intermediária através do ângulo de Lode ( $\theta$ ), inserida tanto na função de plastificação como na de potencial plástico, e a lei de fluxo é associada.

A seguir são mostradas no plano ( $p'$  vs  $q$ ) e no plano ( $\ln p'$  vs  $e$ ) três possíveis trajetórias de tensões que modelam o comportamento elástico e elasto-plástico do material para diferentes condições de carregamento, Fig. 3.3.

Trajetória Isotrópica ABC: o solo é comprimido isotrópicamente sem tensões desviadoras, o material se comprime elasticamente até alcançar a superfície de plastificação onde ocorrem deformações plásticas seguidas do endurecimento do material. Trajetória Oedométrica ADE: o solo é comprimido sem deformações laterais, simulando o estado geostático, o material se comprime elasticamente seguindo a trajetória ( $K_0$ ) até alcançar a superfície de plastificação onde ocorrem deformações plásticas seguidas do endurecimento do material. Trajetória Desviadora AFG: o solo é confinado e cisalhado, o material se comprime elasticamente com presença de tensões desviadoras até alcançar a superfície de plastificação

onde ocorrem deformações plásticas seguidas do endurecimento do material até alcançar a superfície de estado crítico (Houlsby et al., 1982), (Cordão-Neto, 2013).

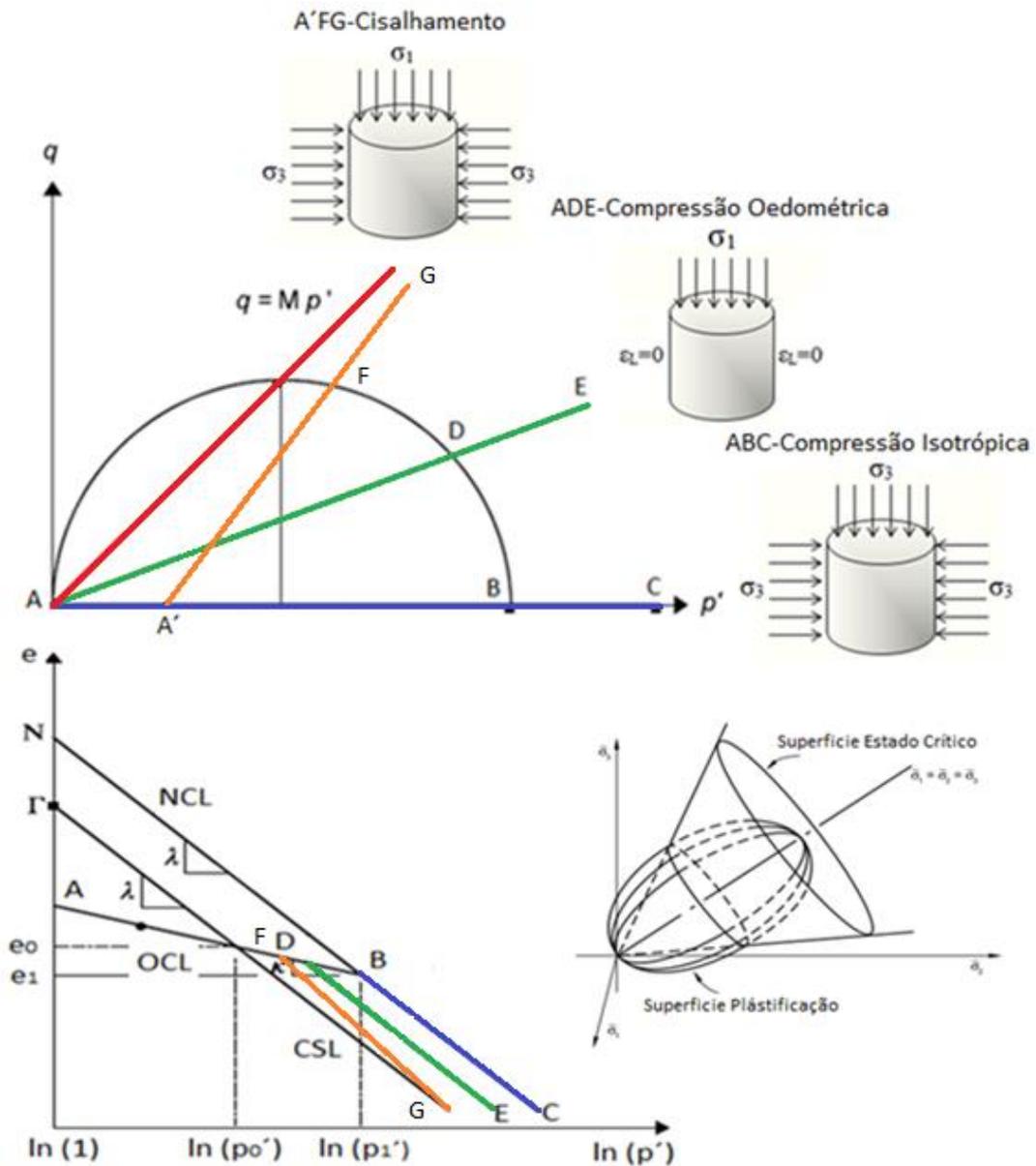


Figura 3.3. Superfícies do modelo Cam-Clay. Trajetórias de tensões: Isotrópica, Oedométrica e Desviadora. a) Plano ( $p'$  vs  $q$ ). b) Plano ( $\ln p'$  vs  $e$ ).

### 3.2.2 Modelagem da estaca

#### 3.2.2.1 Modelo de comportamento linear-elástico

Para simular o comportamento de estacas rígidas, indeformável ou com comportamento linear-elástico como no caso de estacas de aço, considerou-se o modelo linear-elástico. Na maioria dos casos simulados, as estacas foram consideradas rígidas.

### 3.2.3 Modelagem da interface

A interface do modelo permite o contato entre os elementos que compõem o sistema, considerando-se o fenômeno de interação. No problema analisado a interface representa um dos aspectos mais importantes a ser levado em consideração para a modelagem do comportamento de estacas carregadas lateralmente.

Para a interação entre a Ponta da estaca e o solo considerou-se um contato normal (Hard Contact) e para o caso do Fuste considerou-se um contato friccional (Penalty), seguindo a Lei de Coulomb, definindo um coeficiente de atrito ( $\mu$ ) e uma tensão máxima cisalhante no fuste ( $\tau_{\max}$ ). Esses parâmetros foram considerados dependendo do tipo de solo e suas propriedades.

#### Para Solo Coesivo. Método ( $\alpha$ )

$$\tau_{\max} = \alpha \cdot S_u \quad (3.1)$$

#### Para Solo Friccional. Método ( $\beta$ )

$$\tau_{\max} = \gamma' \cdot L \cdot K_0 \cdot \mu \quad (3.2)$$

$$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi' \quad (3.3)$$

$$\mu = \tan \varphi' \quad (3.4)$$

Onde:

$\tau_{\max}$ - Tensão cisalhante máxima na interfase,  $\alpha$ - Coeficiente (Método Alpha),  $S_u$ - Resistencia não drenada do solo,  $\gamma'$ - Peso específico efetivo do solo, para solo seco:  $\gamma' = \gamma_d$  e para solo saturado:  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ,  $L$ - Profundidade crítica da estaca ( $L_{\max}=20D$ ),  $k_0$ - Coeficiente de empuxo repouso,  $\mu$ - Coeficiente de atrito,  $\varphi'$ - Ângulo de atrito efetivo do solo.

Os valores de ( $\alpha$ ) na eq (3.1) que ponderam a resistência não drenada variam entre (0,40-0,60) para argila dura ou sobre adensada e entre (0,80-1,00) para argila mole ou normalmente adensada. Os valores de ( $\beta$ ) na eq (3.2) que ponderam a tensão efetiva vertical variam entre (0,80-1,20) para areia densa ou compacta ou entre (0,20-0,30) para areia fofa (Randolph & Gourvenec, 2011).

### 3.3 TIPOS DE CARGAS E ANÁLISES

As cargas foram consideradas agindo apenas na horizontal desprezando o efeito do carregamento vertical, sempre de forma monotônica. No caso de cargas cíclicas seriam necessários modelos constitutivos que consigam simular o acúmulo de deformações plásticas, mesmo no interior da superfície de plastificação, como no caso do modelo Sub-loading Cam-Clay. Nesse caso requerem-se modelos que são denominados de maneira geral de várias superfícies: Mroz (1966), Iwan (ano 1967), Edelman & Drucker (1951), Krieg (desde 1975), Dafalias & Popov (1975, 1976, 1977), Hashiguchi (1978, 1985), (Hashiguchi, 1988).

A modelagem foi feita considerando uma análise estática desprezando as forças de inércia ou massas do sistema.

Não foi simulado o fenômeno de acoplamento hidro-mecânico considerando o comportamento do solo drenado e saturado, assim não são geradas variações na poropressão ao serem aplicados os carregamentos. Uma análise acoplada requer a definição de propriedades adicionais, tais como permeabilidade do solo, índice de vazios e poropressão inicial. Também requer o controle da velocidade de aplicação dos carregamentos; ao aplicar uma velocidade baixa o comportamento do solo seria modelado sob condições drenadas (Tensões Efetivas) e ao aplicar uma velocidade alta o comportamento modelado seria sob condições não drenadas (Tensões Totais).

### 3.4 PASSOS DA ANÁLISE

As análises foram realizadas em várias etapas, começando sempre com o primeiro passo Geostático (Geostatic), onde é considerado o estado inicial de tensões no solo. Esta análise é executada a fim de assegurar o equilíbrio para as cargas gravitacionais. Nesse passo consegue-se o ajuste do solo a estaca e a transferência de tensões de um ao outro, de modo a assegurar que as tensões horizontais sejam iguais a qualquer profundidade para iniciar o próximo passo de carga, como mostrado na Fig. 3.4. O estado de tensões iniciais é extremamente importante no comportamento subsequente, uma vez que aumenta a rigidez no início do passo correspondente aos carregamentos, de acordo com os resultados do presente estudo. Quando não foi considerado o estado inicial de tensão a capacidade de carga diminuiu entre 5 a 15%.

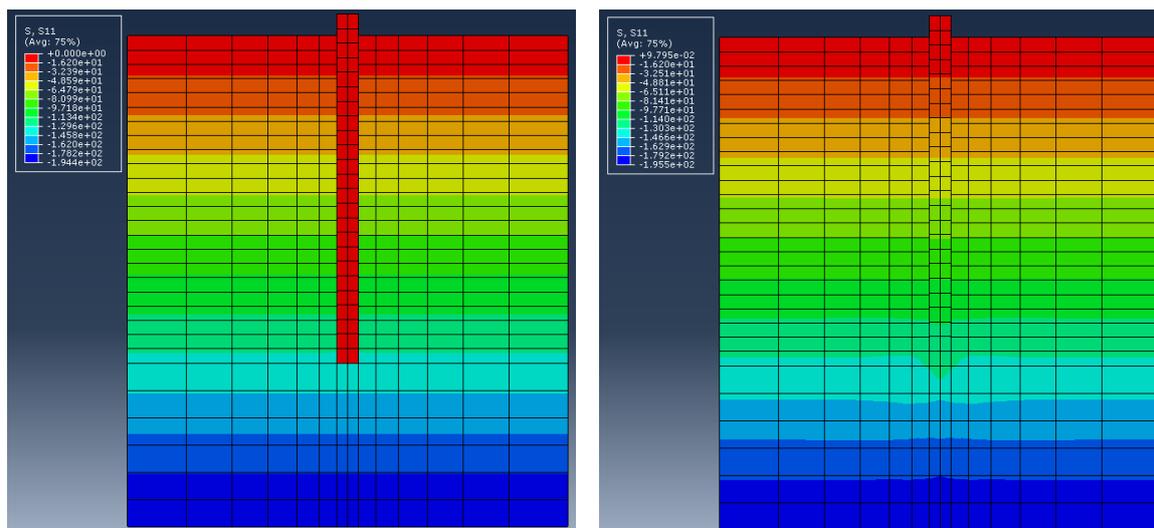


Figura 3.4. Estado de tensões horizontais a) Início do passo Geostático. b) Final do passo Geostático.

Após o passo Geostático consideraram-se os passos correspondentes às ações externas, tais como cargas ou deslocamentos impostos (Static General). Ao utilizar o modelo de Dano Plástico para o concreto considerou-se o passo de carga (Static Risk). Nesse passo as cargas aumentam, modelando o comportamento elasto-plástico e de endurecimento do material. Após atingir a resistência máxima, as cargas são retiradas, modelando o comportamento pós-pico do material, ou seja, o amolecimento. Esse passo permite determinar a capacidade de carga para um determinado elemento.

A não linearidade do problema de contorno é resolvida pelo método de Newton-Raphson, e a não linearidade referente à relação constitutiva pelos métodos de integração de Runge-Kutta da família Euler.

### 3.5 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Na engenharia a solução de um *problema real* é extremamente complexa, como alternativa, é resolvido um *modelo físico* representativo da realidade: (geometria, condições de bordas, ações e materiais), de modo que as simplificações consideradas entre eles continuem respondendo ao problema real. Para resolver o modelo físico, utiliza-se um *modelo matemático* (Região, Equação de Governo, Condições Iniciais), e para resolver este, utiliza-se um *método de solução* (analítico ou numérico), de modo a se obter uma resposta quantitativa dos parâmetros avaliados. A seguir é mostrado esquematicamente na Fig. 3.5 a concepção geral do processo de modelagem.

Com o objetivo de revolver o problema real de uma estaca carregada lateralmente, foi necessário primeiro determinar o modelo físico e matemático adequado para a modelagem tendo como solução numérica o método dos elementos finitos (M.E.F).

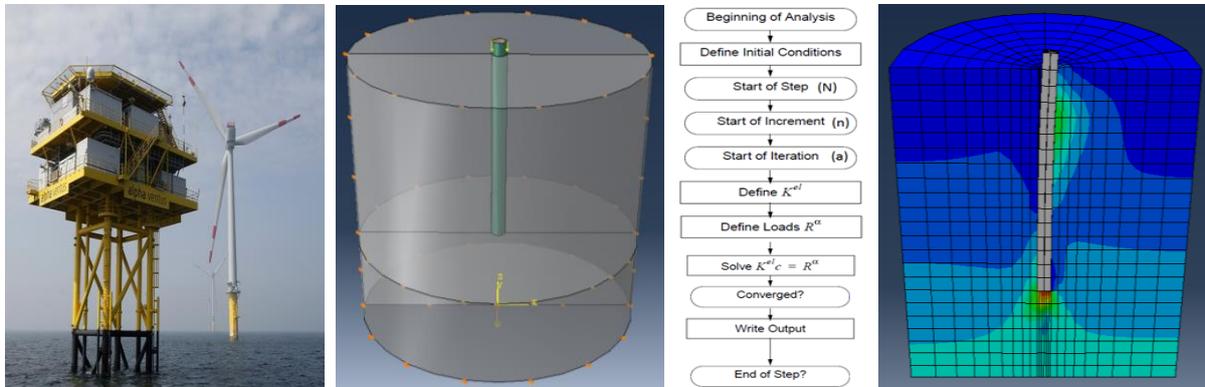


Figura 3.5. Concepção geral do processo de modelagem. a) Problema real. b) Modelo físico. c) Modelo matemático. d) Método de solução (M.E.F).

Para o estudo utilizou-se o programa de fins gerais com base no método dos elementos finitos ABAQUS (Simulia, 2010). Considerou-se o comportamento do solo, da estaca e a interação solo-estaca para descrever o comportamento do sistema. Para a calibração dos modelos realizaram-se uma série de análises iniciais com o objetivo de determinar, em relação ao modelo físico, a geometria e dimensões. Com relação ao modelo matemático e método de solução, o tipo de elemento finito e densidade da malha ótima.

### 3.5.1 Tipos de análises para a calibração

Para a concepção geral da modelagem não se considerou nenhuma prova de carga específica como referência, uma vez que este fato poderia representar uma camisa de força ao processo de concepção e calibração dos modelos. O objetivo final das análises é o de fornecer as bases gerais para a concepção e calibração do processo de modelagem numérica (formas e dimensões do domínio, além do tipo de elemento finito e densidade da malha), para reproduzir o comportamento de qualquer prova de carga para diferentes cenários. É por isso que a geometria, as condições de bordas, as cargas e as propriedades dos materiais consideradas para a calibração dos modelos foram estimadas sob condições hipotéticas e posteriormente validadas por meio da modelagem de provas de carga reais.

Uma vez validados os modelos para os cenários avaliados, esses também consideram-se capazes de representar o comportamento para outras situações. Os critérios considerados em cada análise foram aqueles para os quais se obtiveram as melhores respostas ao menor custo computacional. Foram avaliados critérios referentes à influência da proximidade das bordas, à qualidade dos resultados ao redor da faixa dos valores médios, às assimetrias, à quantidade de nós por elemento, e o tempo de processamento, entre outros, sempre tendo como referência o modelo da malha mais densa que se conseguiu analisar.

Para levar a cabo a calibração numérica do modelo foram realizadas inicialmente quatro análises. Na primeira análise de forma, estudou-se a geometria mais racional do domínio de solo. Na segunda análise de dimensões, estudou-se o tamanho mínimo do modelo para minimizar os efeitos de proximidade das bordas. Na terceira análise do tipo de elemento finito, foram estudados diferentes topologias dos elementos finitos. Na quarta e última análise de densidade da malha, foram estudados diversos tamanhos dos elementos finitos.

Para modelar o comportamento do solo considerou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, como definido anteriormente em 3.2.1.1 e para a interface considerou-se uma lei normal para a ponta da estaca e do tipo friccional de Coulomb para o fuste, como definida anteriormente em 3.2.3. As propriedades do solo são mostradas na Tab. 3.1.

A estaca sempre foi considerada rígida, adotando-se um modulo de elasticidade muito elevado. Assim conseguia-se isolar o comportamento de cada um dos componentes do modelo, enfocando o estudo no solo.

Tabela 3.1. Propriedades do solo. Modelo de Morh-Coulomb.

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Elasticidade		Plasticidade		
	E (kPa)	$\nu$	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
18,00	25000	0,30	15,00	30,00	0,00

### 3.5.2 Análises da forma do domínio

Nas análises da forma foram consideradas duas geometrias para o modelo de solo. O primeiro modelo com superfície quadrada resultou em um domínio tridimensional de forma cúbica, Fig. 3.6a, e o segundo modelo com superfície circular resultou em um domínio de forma cilíndrica, Fig. 3.6b.

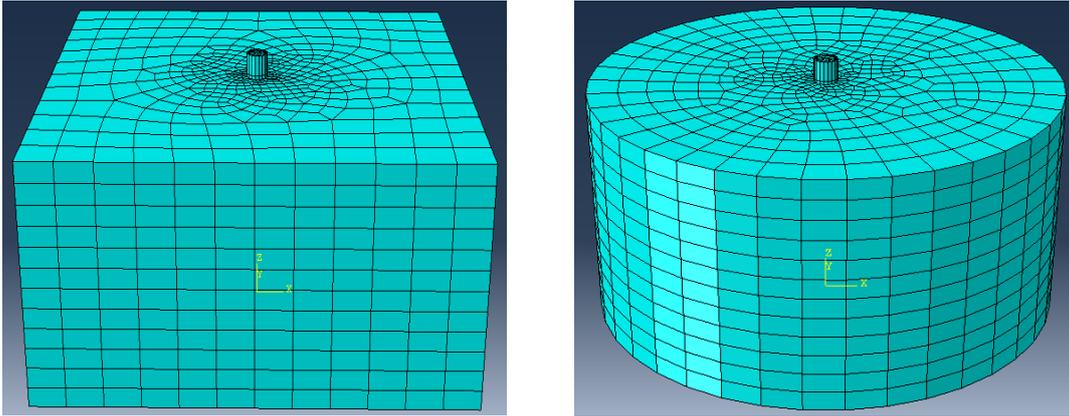


Figura 3.6. Geometrias consideradas no estudo de forma. a) Domínio quadrado (Cubo). b) Domínio circular (Cilindro).

Trabalhos semelhante considerando um domínio quadrado foram encontrados em: Brown & Shie (1990), Martin & Chen (2005), Karthigeyan et al. (2006), Tuladhar et al. (2008), Bourgeois et al. (2010), Voottipruex et al. (2011), Giannakos et al. (2012), Comodromos & Papadopoulou (2013). Da mesma forma que um domínio circular foi encontrado em: Fan & Long (2005), Kim & Jeong (2011), Su & Li (2013).

Mesmo para os casos de domínio quadrado, foi encontrada na literatura, a tendência geral de realizar a malha em torno à estaca de forma axissimétrica, como mostrado na Fig. 3.7.

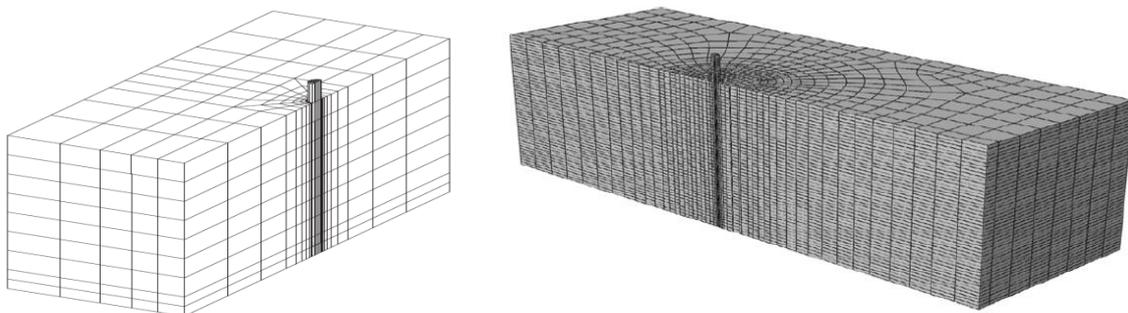


Figura 3.7. Domínio quadrado com malha axissimétrica arredor da estaca.

Uma vez que a análise de forma foi realizada anteriormente que as outras análises, ambas as geometrias foram estudadas considerando iguais dimensões, e o mesmo tipo de elemento finito e malha. As dimensões dos modelos são resumidas na Tab. 3.2.

Tabela 3.2. Dimensões do modelo para as análises de forma.

Estaca			Solo	
D (m)	L (m)	e (m)	d (m)	H (m)
0,60	3,60	0,60	12,00	6,00

Onde:

D- Diâmetro da estaca, L- Comprimento total da estaca, e- Excentricidade da carga tomando como referência a superfície do solo, d- Diâmetro o lado do domínio de solo, H- Profundidade do domínio de solo.

### 3.5.2.1 Resultados das análises da forma do domínio

Uma vez completadas as simulações para as duas formas estudadas, conclui-se que os resultados obtidos para as principais variáveis de interesse: tensão, deformação e deslocamentos, foram extremamente semelhantes. A resposta em termos de capacidade de carga apresentou uma diferença menor de 1,5%.

Analisando cuidadosamente a Fig. 3.8 pode-se observar como as pontas do modelo quadrado ficam mais longe do centro, criando a falsa impressão de ter influência das bordas ao compará-lo com o outro. No entanto, os resultados apresentados na Tab. 3.3 não revelaram nenhuma influência ao considerar o domínio quadrado. O domínio circular fica inscrito no quadrado apresentando um menor tempo de processamento.

Tabela 3.3. Resultados das análises de formas

Forma	Modelo		Resultados		
	Elementos	Nós	CPU (min)	Qu (kN)	Dif (%)
Circular	5688	6576	8	325,49	1,48
Quadrado	5688	6641	10	320,74	0,00

Os resultados foram muito semelhantes ao comparar ambas as formas, contudo considerando a forma circular se reduz o tempo de processamento, de forma conclusiva, com base nos resultados apresentados neste tópico foi considerado o domínio circular para as modelagens numéricas.

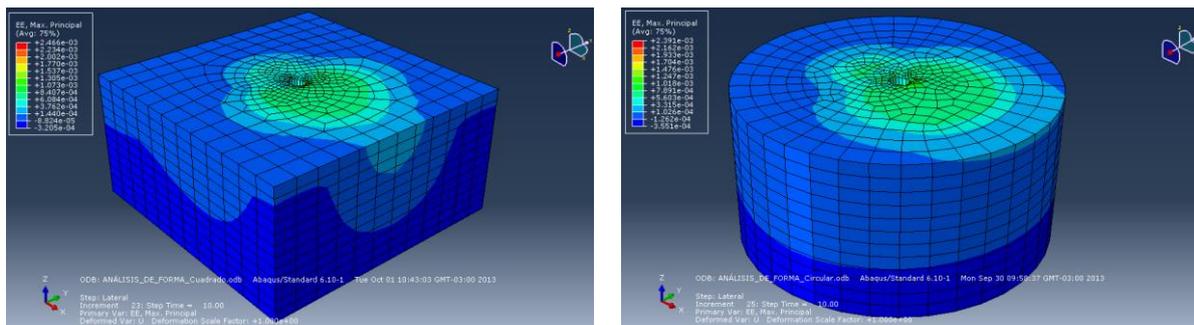


Figura 3.8. Deformação elástica total. a) Forma quadrada. b) Forma circular

### 3.5.3 Análises de dimensões

As análises das dimensões do modelo permitem obter o menor tamanho do modelo a considerar, minimizando o custo computacional.

Trabalhos semelhantes a este, considerando um domínio circular também definiram as dimensões do modelo relativo ao diâmetro e ao comprimento das estacas.

Chai & Hutchinson (2002) consideraram um modelo de tamanho 12 vezes o diâmetro da estaca para minimizar os efeitos das bordas. Kim & Jeong (2011) consideraram um modelo de tamanho igual a 22 vezes o diâmetro da estaca e 1.7 vezes seu comprimento. Su & Li (2013) consideraram um modelo de diâmetro igual a 20 vezes o diâmetro da estaca com profundidade de 2 vezes seu comprimento, reportando resultados satisfatórios.

Para efetuar as análises foram definidos três tamanhos para o domínio do solo em relação ao diâmetro da estaca, e esses variam entre 10, 20 e 30 vezes o diâmetro da estaca na horizontal, e entre 1,5 a 2 vezes o comprimento da estaca na vertical. As dimensões de cada modelo estão resumidas na Tab. 3.4.

Tabela 3.4. Tamanhos dos modelos para as análises de dimensões.

Estaca			Solo (10D)		Solo (20D)		Solo (30D)	
D (m)	L (m)	e (m)	d (m)	H (m)	d (m)	H (m)	d (m)	H (m)
0,60	3,60	0,60	6,00	6,00	12,00	6,00	18,00	6,00

#### 3.5.3.1 Resultados das análises de dimensões

Os resultados obtidos para as três dimensões consideradas em termos de distribuição de tensões horizontais, Fig. 3.9 e de deslocamentos horizontais Fig. 3.10 são mostradas embaixo.

O modelo de diâmetro 10D apresenta valores elevados de tensões e deslocamentos nas proximidades das paredes do modelo. O contorno encontra-se muito próximo e, por conseguinte, afeta o comportamento do sistema, obtendo uma resposta mais rígida dadas as restrições ao movimento que apresenta o modelo em suas bordas.

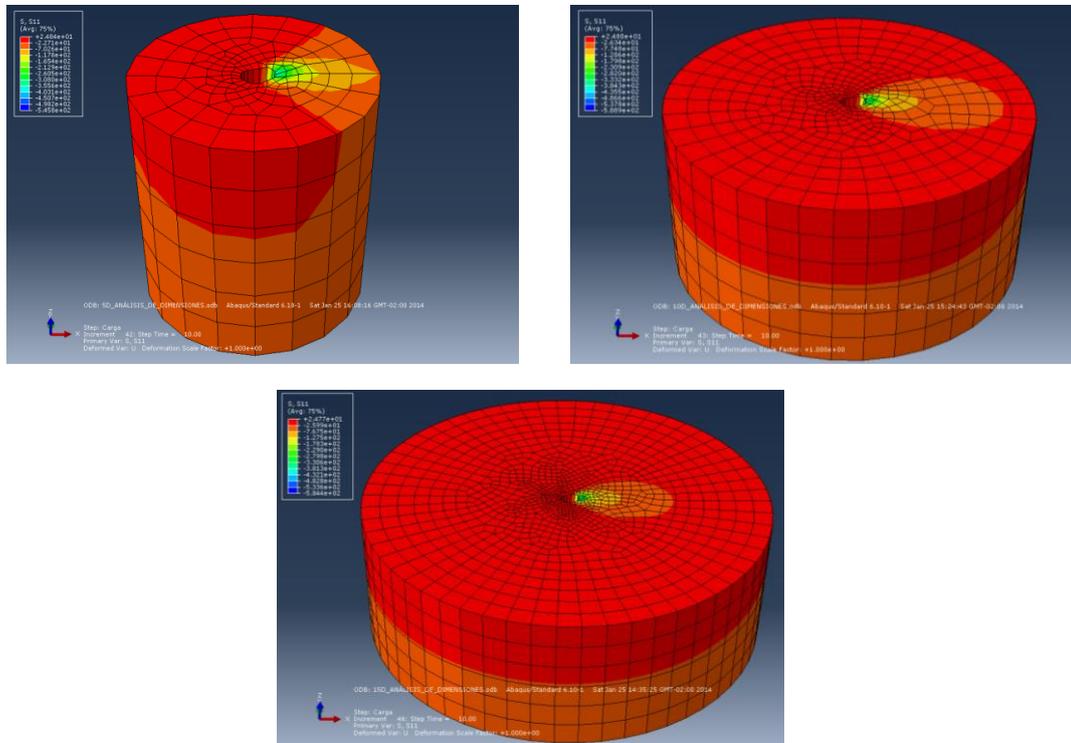


Figura 3.9. Tensão horizontal em x. a) Modelo = 10D, b) Modelo = 20D, c) Modelo = 30D.

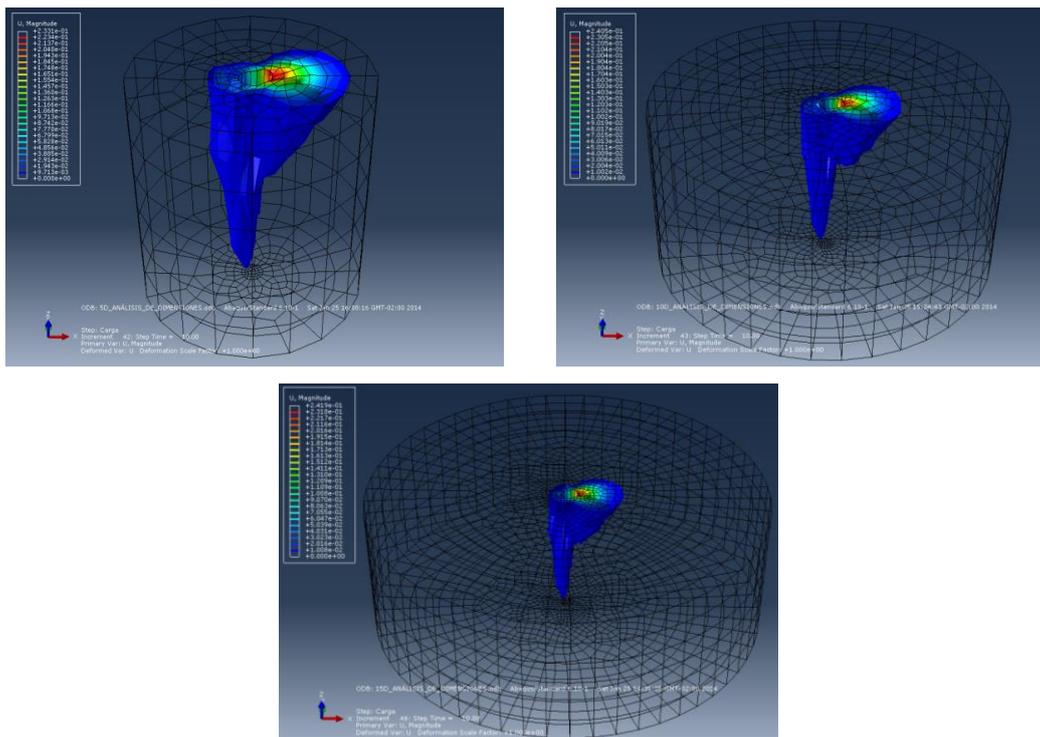


Figura 3.10. Deslocamento horizontal em x. a) Modelo = 10D, b) Modelo = 20D, c) Modelo = 30D.

Fazendo uma comparação entre os valores obtidos nas tensões, deformações e deslocamentos para o modelo de dimensões 10D e 20D respectivamente, foram obtidas diferenças entre 9-20% no primeiro caso e entre 1-5% no segundo, ao compará-los com o modelo de 30D tomado como referência. A curva Carga vs Deslocamento revela uma resposta muito aproximada entre os modelos de 20D e 30D, mais rígida para o modelo de 10D, como mostrado na Fig. 3.11 e resumido na Tab. 3.5.

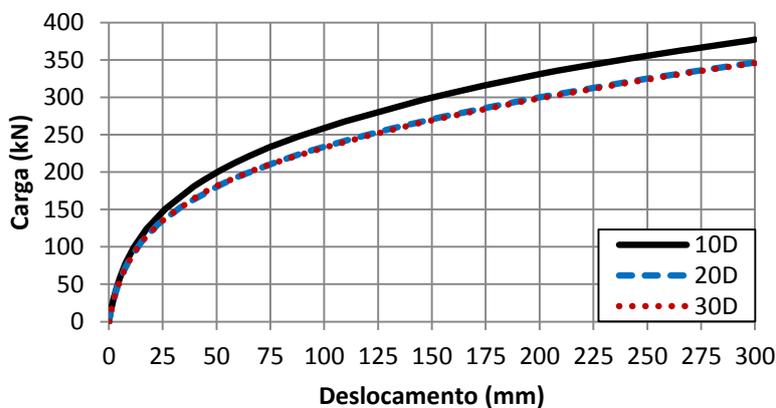


Figura 3.11. Carga vs Deslocamento para as análises das dimensões do modelo

Tabela 3.5. Resultados das análises de dimensões

Dimensões	Modelo		Resultados		
	Elementos	Nós	CPU (min)	Qu (kN)	Dif (%)
10D	1260	1604	7	376,99	9,03
20D	2940	3627	9	346,51	0,22
30D	6420	7757	16	345,76	0,00

É muito importante denotar que, considerando o mesmo tipo de elemento finito, assim como o mesmo tamanho para esses, o custo computacional é muito variável e depende das dimensões do modelo, ou seja, da quantidade de equações que têm que ser resolvidas. Por exemplo, comparando o modelo 10D com o modelo 30D para um domínio de  $H=6,00\text{m}$  e uma estaca de  $D=0,60\text{m}$ , o número de elementos aumenta em cinco vezes de um para o outro, mas o tempo de cálculo muda apenas em um pouco mais do que o dobro. No entanto, para um domínio de  $H=22,50\text{m}$  e uma estaca de  $D=0,75\text{ m}$ , o número de elementos aumenta quatro vezes, mas o tempo de cálculo aumenta em cinquenta vezes, (usando Core i5 CPU de 2,5GHz). Os resultados exibidos principalmente para o custo computacional são extremamente variáveis e não devem servir mais do que qualitativamente para ilustrar a diferença entre os modelos considerados.

Finalmente, foi considerado o modelo de dimensões igual a 20 vezes o diâmetro da estaca (20D) no sentido horizontal, variando entre 1,5 a 2 vezes o comprimento da estaca ( $1,5-2L$ ) no sentido vertical, para o qual os resultados foram muito semelhantes aos de 30D, porém com menor custo computacional. Para o caso de se considerar apenas o carregamento horizontal, o modelo com profundidade até 1,5 vezes o comprimento da estaca foi adequado sem a influência das bordas. No caso de considerar adicionalmente carregamento vertical foi considerado até 2 vezes o comprimento da estaca.

### 3.5.4 Análises do tipo de elemento finito

As análises do tipo de elemento finito permitem definir quais dos elementos é o mais apropriado para reproduzir o comportamento do sistema, em função do problema estudado. A biblioteca de elementos (3D) do programa ABAQUS (Simulia, 2010) apresenta três tipologias diferentes, que são: elementos prismáticos de seis lados (BRICK), elementos prismáticos de cinco lados (WEDGE) e elementos tetraédricos de quatro lados, pirâmide de base triangular (TET) da família Lagrangeana ou Serendipita.

Foram considerados para o solo quatro tipos de elementos, dois elementos prismáticos de seis lados e oito nós denominados (C3D8R), com malha tipo HEX+SWEEP e HEX+STRUCTURED, respectivamente, Fig. 3.12. Um elemento tipo prisma triangular de cinco lados e seis nós denominado (C3D6), com malha tipo WEDGE+SWEEP e um elemento tipo tetraedro de quatro lados e quatro nós denominado (C3D4), com malha tipo TET+FREE, Fig. 3.13.

Para a estaca foram considerados dois tipos de elementos, o elemento prismático de seis lados e oito nós (C3D8R) e o elemento prisma triangular de cinco lados e seis nós (C3D6) para o qual o tempo de processamento foi menor.

Segundo Oñate (1995), Zienkiewicz e Taylor (2004) não é recomendável utilizar elementos quadráticos para resolver problemas de não linearidade no contato, além de ser mais complexo o cálculo da matriz de rigidez, (Bonilla, 2008). As dimensões dos modelos apresentam-se na Tab. 3.6.

Tabela 3.6. Dimensões do modelo para as análises do tipo de elemento finito.

Estaca			Solo	
D (m)	L (m)	e (m)	d (m)	H (m)
0,60	3,60	0,60	12,00	6,00

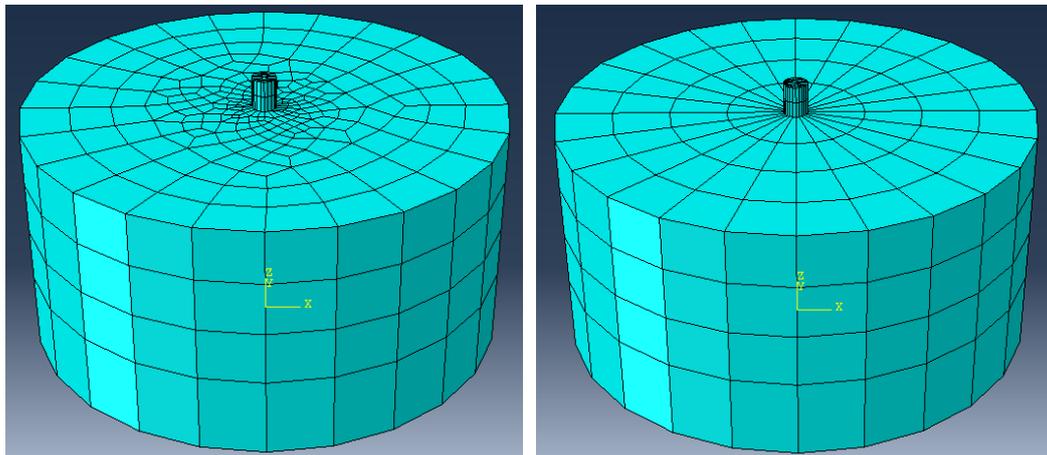


Figura 3.12. Malha elementos tipo (C3D8R).

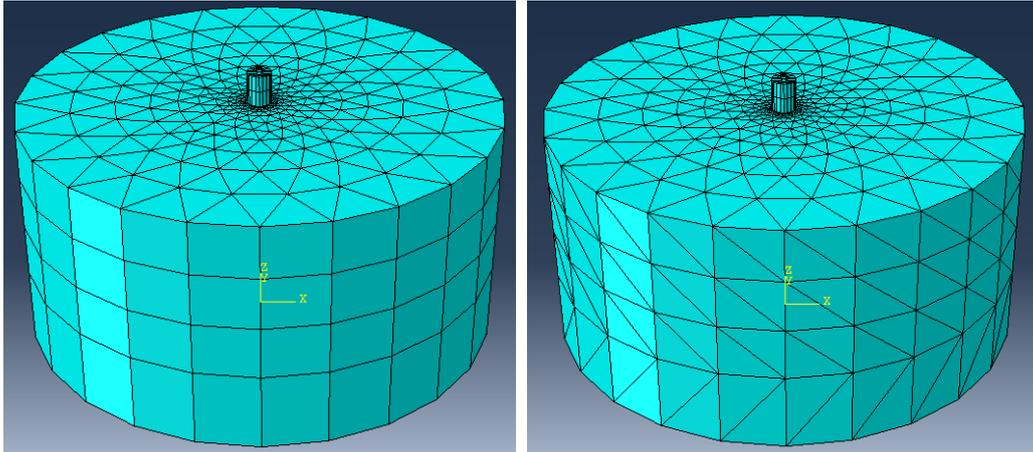


Figura 3.13. Malha elementos tipo (C3D6) e (C3D4).

### 3.5.4.1 Resultados das análises do tipo de elemento finito

Para definir o tipo de elemento finito adequado para o solo foram avaliados os principais aspetos relacionados com os resultados obtidos em cada caso: simetria, transições, forma do elemento finito, resultados, distorções, número de nós por elemento, tempo de processamento e valor da capacidade de carga. Os resultados mais desfavoráveis foram obtidos ao se considerar os elementos (C3D4) e o mais favorável para os elementos (C3D8R). Na Tab. 3.7 são resumidos os resultados da capacidade de carga como parte dos critérios de seleção estabelecidos para escolher o tipo de elemento finito, considerando como referencia o tipo de elemento que melhor resposta conseguiu para todos os critérios avaliados. A porcentagem de diferenca foi calculada como mostrado a seguir.

Tabela 3.7. Resultados das análises do tipo de elemento finito

Técnica Malha	Modelo				Resultados		
	Tipo	Elementos	Nós	Nós/Elem	CPU (min)	Qu (kN)	Dif (%)
SWEEP	C3D8R	1193	1524	1,28	7	474,02	0,00
STRUCTURED	C3D8R	1198	1504	1,26	7	474,43	0,09
WEDGE	C3D6	2156	1579	0,73	17	585,50	23,52
TET	C3D4	4093	1215	0,30	31	715,49	50,94

$$Dif (\%) = \frac{Q_i - Q_R}{Q_R} * 100 \quad (3.5)$$

Onde:

$Q_i$ - Valor estimado (i)

$Q_R$ - Valor de referencia (R)

Os resultados obtidos para os elementos (C3D8R) foram muitos semelhantes, e afastados dos obtidos para os outros dois tipos de elementos, para os quais obtiveram-se valores extremamente elevados das tensões resultando em uma maior capacidade de carga, bem como um maior custo computacional.

Finalmente, foi considerado com base nos resultados alcançados e o custo computacional, para o solo, o tipo de elemento (C3D8R) com malha tipo HEX+SWEEP e para a estaca o tipo de elemento (C3D6) com malha WEDGE+SWEEP.

### 3.5.5 Análises de densidade da malha

Uma vez concluídas as análises de forma e dimensões do modelo assim como tipo de elemento finito, foram analisados diferentes tamanhos para os elementos, definindo a densidade da malha ideal para ser usada na modelagem. Foram avaliadas malhas constantes, com um único tamanho do elemento como mostrado na Fig. 3.14. Também foram definidas malhas variáveis e progressivas, ou seja, considerando um tamanho inicial e final para o elemento, como mostrado na Fig. 3.15. As dimensões indicadas respondem às direções globais do modelo ( $X \times Z$ ), ( $X$ ) para a direção horizontalmente no sentido de aplicação dos carregamentos e ( $Z$ ) para a direção vertical, respetivamente.

Ao diminuir o tamanho dos elementos finitos o que minimiza o erro, diminui também a distância entre nós, aspecto este que faz aumentar o custo computacional. Malha muito densa implica numa interpolação numérica melhor, mas um número ainda maior de equações lineares para resolver. Portanto existe a necessidade de minimizar a quantidade de nós na malha sem aumentar o erro consideravelmente.

Oñate (1995), Simanca (1999), Ibáñez (2001), Zienkiewicz & Taylor (2004), Cobelo (2004) e Broche (2005), recomendam em relação às malhas (Bonilla, 2008):

- Desde que seja possível pela simetria do modelo (geometria, propriedades, carregamentos, etc) deve-se fazer simplificações geométricas para reduzir o tamanho do modelo;
- A geração da malha deverá ser progressiva, aumentando a densidade nas zonas de maior interesse;
- Recomenda-se considerar uma relação entre os lados dos elementos perto de 1:1 e não superior a 1:4. Os elementos de maior tamanho são geralmente colocados nas áreas menos solicitadas, perto das bordas do modelo;

- Os elementos não deverão ser distorcidos. Os ângulos entre os lados dos elementos adjacentes não devem exceder por muito os 90 graus e nunca superar os 180 graus. Ou seja, os triângulos devem ser semelhantes aos equiláteros, os quadriláteros semelhantes aos quadrados e os hexaedros semelhantes aos cubos.

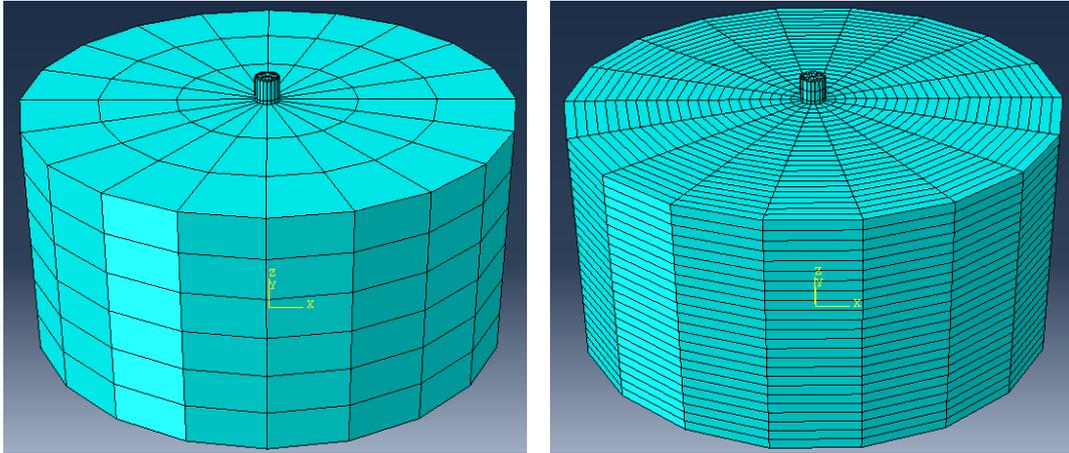


Figura 3.14. Malha Constante. a) Malha Grossa de 2x1m. b) Malha Fina de 0.25x0.25m.

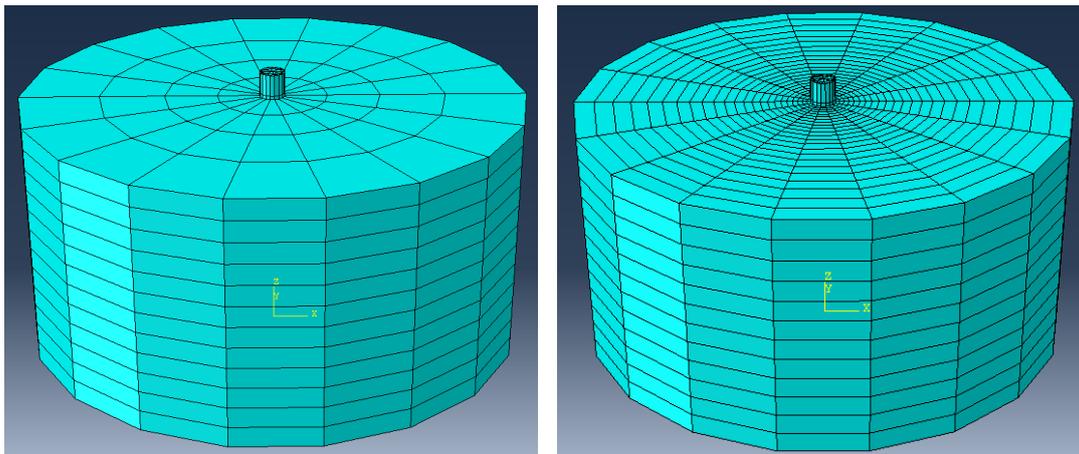


Figura 3.15. Malha Variável. a) Malha Grossa de 1-2x0.5m. b) Malha Fina de 0.1-0.5x0.5m.

Realizaram-se as análises de densidade de malha de forma numérica, incrementado a quantidade de elementos e a flexibilidade do modelo ao diminuir as dimensões dos elementos. A variável de controle em todos os casos foi a capacidade de carga obtida pela curva de comportamento da estaca Carga vs Deslocamento Horizontal para um valor de deslocamento suficientemente elevado como para plastificar o solo e gerar a sua total mobilização, considerou-se o dobro do critério de Broms (1964), ou seja, o 40% do diâmetro da estaca, neste caso 300mm (Kulhawy & Chen, 1995). As dimensões dos modelos são mostradas na Tab. 3.8 e na Tab. 3.9 para as 14 malhas consideradas.

Tabela 3.8. Dimensões do modelo para as análises de densidade de malha.

Estaca			Solo	
D (m)	L (m)	e (m)	d (m)	H (m)
0,60	3,60	0,60	12,00	6,00

Tabela 3.9. Malhas analisadas para as análises de densidade de malha.

Malha	Quantidade de Elementos				Resultados		
	Solo	Estaca	Contato	Total	CPU (min)	Qu (kN)	Erro (%)
2 x 1m	450	252	80	782	1	391,79	45,88
2 x 0.5m	942	210	140	1292	1	396,00	47,45
1-2 x 0.5m	1020	210	126	1356	1	320,36	19,28
1 x 0.5m	1452	210	126	1788	2	311,68	16,05
1 x 0.25m	2904	420	234	3558	2	321,83	19,83
0.5-2 x 0.5m	1146	210	126	1482	1	291,60	8,58
0.5-1 x 0.5m	1884	210	126	2220	2	286,66	6,74
0.5 x 0.5m	2532	210	126	2868	2	287,70	7,12
0.5 x 0.25m	5064	420	234	5718	6	287,03	6,87
0.25-2 x 0.5m	1308	210	126	1644	2	286,81	6,79
0.25-1 x 0.5m	2316	210	126	2652	2	271,93	1,25
0.25-0.5 x 0.5m	3612	210	126	3948	4	271,51	1,09
0.25 x 0.5m	5124	210	126	5460	5	271,02	0,91
0.25 x 0.25m	10248	420	234	10902	16	268,57	0,00

### 3.5.5.1 Resultados das análises de densidade de malha

Mostra-se na Fig. 3.16 e Fig. 3.17 a variação do comportamento do modelo por meio das curvas, Carga vs Deslocamento, para as diferentes densidades de malhas estudadas.

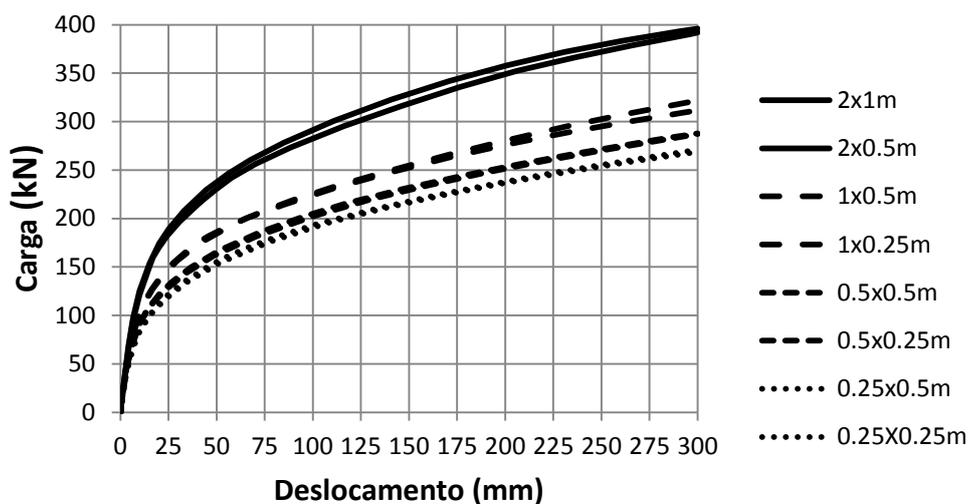


Figura 3.16. Carga vs Deslocamento para Malha Constante.

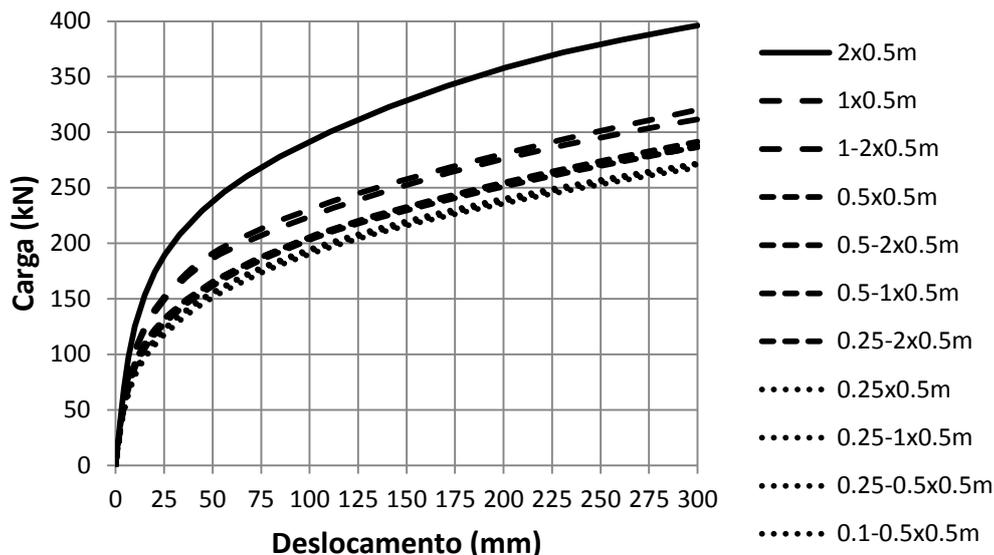


Figura 3.17. Carga vs Deslocamento para Malha Variável.

O erro é calculado em relação à percentagem de erro médio absoluto segundo mostrado a seguir. Considerou-se como valor de referencia a malha de 0,25 x 0,25m.

$$erro (\%) = \frac{Q_i - Q_R}{Q_R} * 100 \tag{3.6}$$

Onde:

$Q_i$ - Valor estimado (i)

$Q_R$ - Valor de referencia (R)

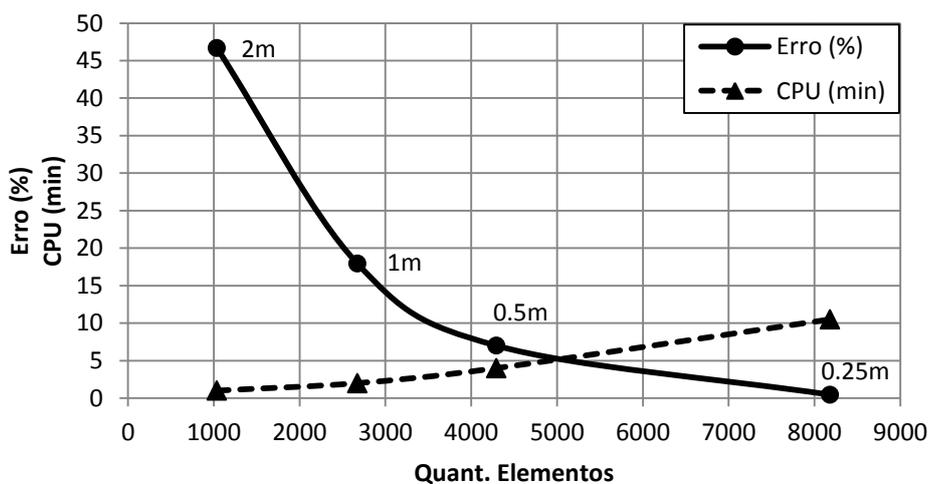


Figura 3.18. Erro meio absoluto e custo computacional para Malha Constante.

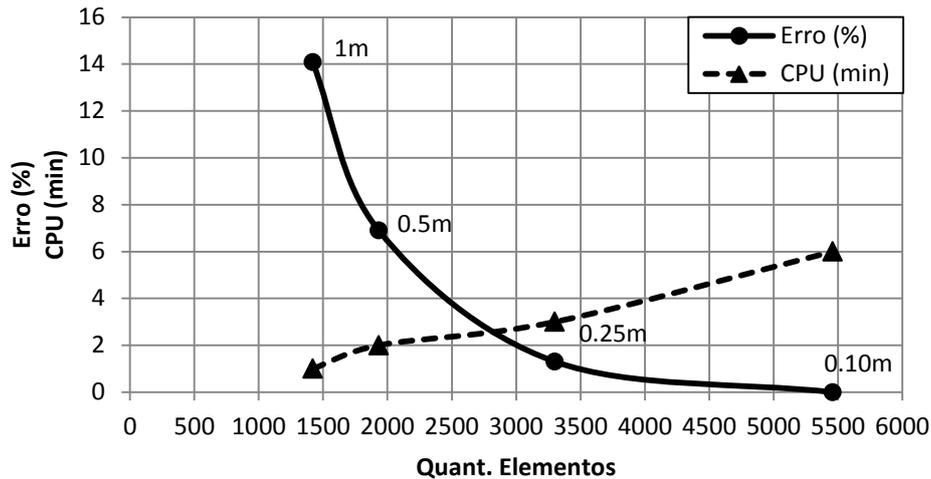


Figura 3.19. Erro meio absoluto e custo computacional para Malha Variável.

Como mostrado nas Fig. 3.18 e Fig. 3.19, ao considerar malha constante o ponto de intercepto ou equilíbrio das curvas encontrou-se no entorno dos 5000 elementos com erro de 5% e custo computacional de 5 minutos, assim ao considerar malha variável o ponto de intercepto encontrou-se no entorno dos 2800 elementos com erro de 2,5% e custo computacional de 2,5 minutos.

Os modelos têm relação direta com a geometria da estaca, assim a quantidade de elementos e o tempo de processamento variam muito de um para outro, mas de forma geral, pode-se dizer que a malha variável é mais eficiente em comparação com a malha constante, ao se atingir com uma menor quantidade de elementos e um menor custo computacional, também um erro menor.

Para malha constante, o menor erro é de 7% para o elemento de 0,5m em relação ao elemento de 0,25m e para a malha variável o menor erro é de 1% para o elemento de 0,25m em relação ao elemento de 0,10m. Neste caso, a curva de erro está próxima de se tornar assintótica.

Finalmente, foi considerado com base nos resultados obtidos e no custo computacional, o uso de malha progressiva e variável em concordância também com as recomendações acima descritas de outros autores.

Mostra-se na Fig. 3.20 a variação na forma dos deslocamentos horizontais obtidos no solo ao refinar a malha.

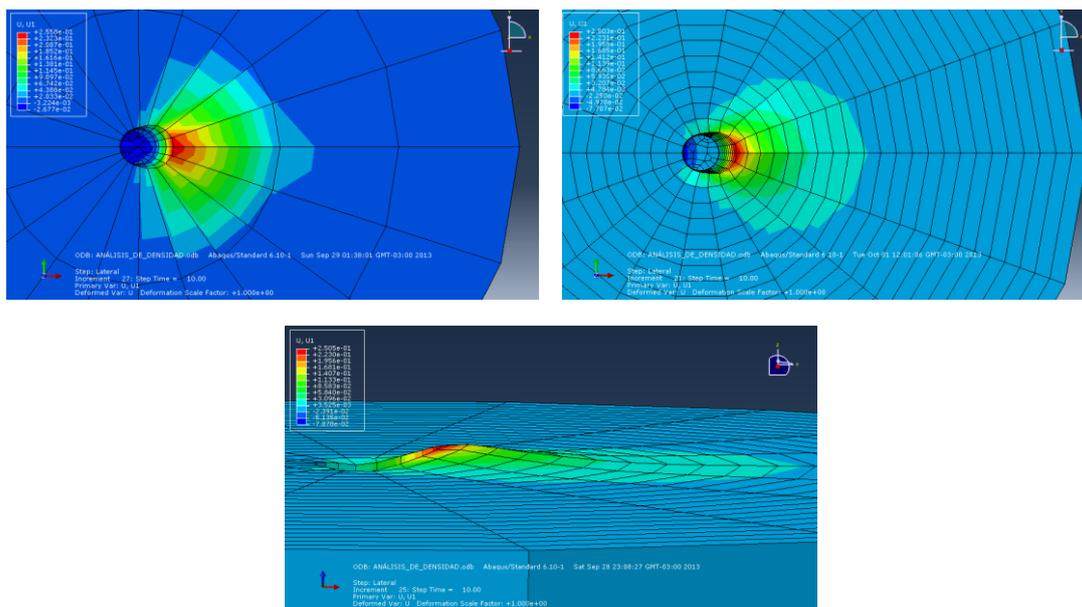


Figura 3.20. Deslocamento Horizontal. a) Malha Grossa de 2.00m. b) Malha Fina de 0.25m. c) Formação de Gap e Cunha de Falha.

### 3.6 CONCLUSÕES PARCIAIS DA CALIBRAÇÃO DO MODELO

Ao finalizar as análises de forma, dimensões, tipo de elemento finito e densidade de malha, em seguida geram-se algumas conclusões parciais em relação ao processo de modelagem e calibração de uma estaca carregada lateralmente. Neste caso:

1. Utilizar domínio circular para o qual se obtiveram os melhores resultados sem influência das bordas do modelo, considerando um domínio menor que para o caso quadrado;
2. Utilizar modelo de dimensões igual a 20 vezes o diâmetro da estaca na direção horizontal e entre 1.5 a 2 vezes o comprimento da estaca na direção vertical;
3. Utilizar para o solo elementos cúbicos de 6 lados e 8 nós tipo (C3D8R) e para a estaca elementos cunha de 5 lados e 6 nós tipo (C3D6), para os quais obtiveram-se os melhores resultados e o menor custo computacional;
4. Utilizar malha variável progressiva, resultando em um menor erro, menor custo computacional e maior eficiência ao compará-la com a malha constante;
5. A influência da malha na direção vertical é depreciable dada à direção predominantemente lateral dos carregamentos;
6. O menor tamanho do elemento finito na horizontal foi estimado entre 0,25m a 0,50m em relação às dimensões do modelo, considerando uma taxa máxima de 1:4;

7. No presente estudo foram considerados elementos de até 0,10m, para os quais, obtiveram-se resultados extremamente aproximados aos elementos de 0,25m, com diferença menor que 1%, só que com custo computacional muito mais elevado. Escolhe-se então o elemento de 0,25m como o menor elemento a considerar nas modelagens.

### **3.7 VALIDAÇÃO DO MODELO**

Ao serem completadas as primeiras análises de calibração, definindo o modelo físico-matemático e o método de solução, considerou-se prudente validar matematicamente o processo de modelagem, por meios da simulação de provas de carga reais em estacas carregadas lateralmente.

#### **3.7.1 Rigidez das estacas**

Randolph (1981) considera que a maioria das estacas encontradas na prática são flexíveis, concentrando a maior parte das deformações no trecho superior até 10 vezes o diâmetro da estaca em relação à superfície do terreno. Esse fenômeno representa a maior diferença entre o comportamento axial e horizontal das estacas.

A rigidez à flexão de uma estaca determina sua forma de ruptura. Para o caso de uma estaca curta ou rígida a capacidade de carga é determinada apenas pela capacidade do solo, já para o caso de uma estaca longa ou flexível a capacidade é determinada tanto pela capacidade do solo como pela capacidade estrutural da estaca, segundo se mostra na Fig. 3.21. Neste caso, ao ultrapassar os esforços resistentes à flexão é formada uma rótula plástica no elemento estrutural até atingir a sua ruptura (Poulos & Davis, 1980), (Fleming et al., 2009). Na Fig. 3.22 são mostradas diferentes distribuições de resistência do solo para cada caso.

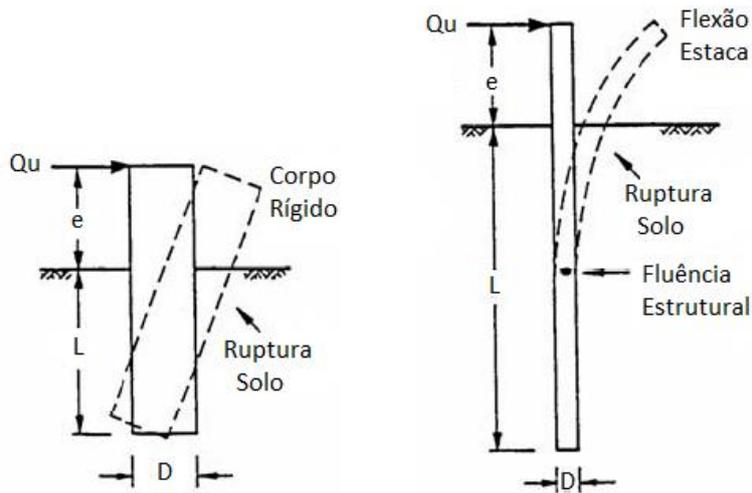


Figura 3.21. Comportamento das estacas. a) Estaca Rígida. b) Estaca Flexível.

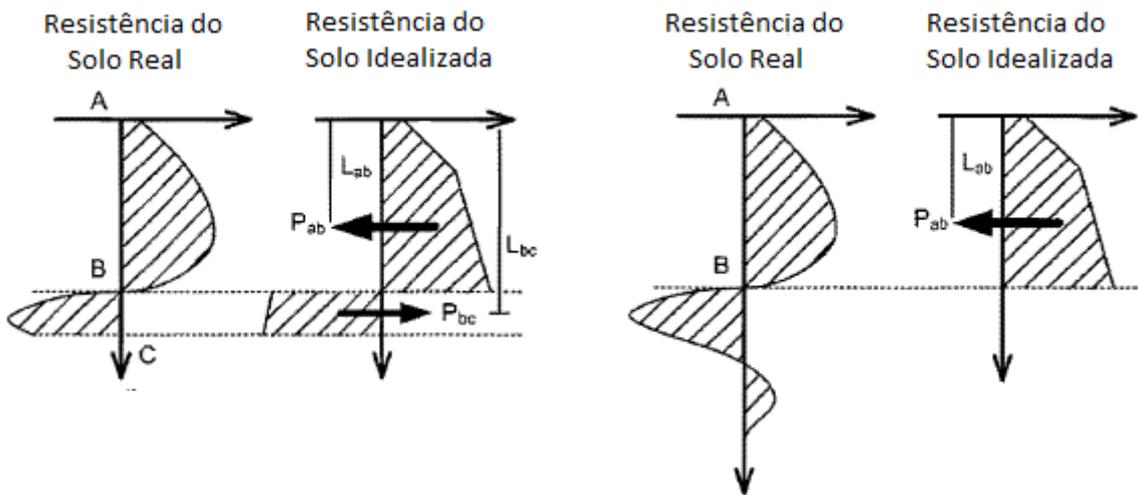


Figura 3.22. Resistência mobilizada do solo. a) Estaca Curta ou Rígida. b) Estaca Longa ou Flexível (modificado - Fleming et al., 2009).

Matlock & Reese (1961) consideram a rigidez das estacas em relação ao comprimento e a rigidez relativa do solo, para os solos coesivos (R) e friccionais (T) (Reese & Van Impe, 2001), (Tomlinson & Woodward, 2008), (Cunha, 2013).

Considerando o módulo constante com a profundidade

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_h}} \quad (3.7)$$

Considerando o módulo variável linearmente com a profundidade

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (3.8)$$

Estacas Rígidas ou Curtas

$$\frac{L}{R} \text{ ou } \frac{L}{T} \leq 2 \quad (3.9)$$

Estacas Flexíveis ou Longas

$$\frac{L}{R} \text{ ou } \frac{L}{T} > 4 \quad (3.10)$$

Onde:

R e T – Fator de rigidez relativa para os solos coesivos e friccionais respetivamente.

$E_p$  – Módulo de elasticidade da estaca.

$I_p$  – Inercia da estaca.

$K_h$  - Módulo de reação horizontal do solo.

$n_h$  - Constante do coeficiente de reação horizontal do solo.

Kulhawy & Chen (1995) resumem cinco critérios para determinar a rigidez em uma estaca e as classificam em rígidas ou flexíveis, segundo se mostra na Tab. 3.10. Normalmente, estacas cravadas são flexíveis e estacas escavadas são rígidas, embora se apresentam muitos casos na realidade onde o comportamento é intermediário.

Tabela 3.10. Critérios de Rigidez das Estacas (Kulhawy & Chen, 1995)

Critério	Rígida	Flexível
Broms (1964)	$\beta r * L < 1,5$	$\beta r * L > 1,5$
Bierschwale et al (1981)	$L/D < 6 \text{ a } 10$	$L/D > 20$
Poulos & Davis (1980)	$Kr > 10^{-2}$	$Kr < 10^{-5}$
Poulos & Hull (1989)	$L < Lc/3$	$L > Lc$
Carter & Kulhawy (1988, 1989)	$L/D < 0.05(Ep/G)0.5$	$L/D > (Ep/G)2/7$

Onde:

$$\beta_r = \left( \frac{k_h D}{4E_p I_p} \right)^{0.25} \quad (3.11)$$

Fator de flexibilidade

$$K_r = \left( \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \right) \quad (3.12)$$

Comprimento crítico

$$L_c = 4.44 \left( \frac{E_p I_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (3.13)$$

Módulo de cisalhamento do solo modificado

$$G = G_s \left( 1 + \frac{3\nu_s}{4} \right) \quad (3.14)$$

Onde:

L- Comprimento total da estaca, D- Diâmetro da estaca,  $E_p$ - Módulo de elasticidade da estaca,  $I_p$ - Inércia da estaca,  $E_s$ - Módulo de elasticidade do solo,  $\nu_s$ - coeficiente de Poisson do solo,  $G_s$ - Módulo de cisalhamento do solo,  $k_h$ - coeficiente de reação horizontal, e- excentricidades da carga em relação a superfície do terreno,  $\phi$ - Ângulo de atrito do solo, c- coesão do solo, V- carga vertical da estaca.

### 3.7.2 Provas de carga

Abagnara (2009) realizou 22 modelagens de provas de carga em estacas carregadas lateralmente utilizando o programa LPILE, considerou o comportamento não linear elasto-plástico das estacas de concreto por meio do diagrama Momento vs Curvatura. O autor indica a relevância de considerar o comportamento estrutural da estaca para obter resultados satisfatórios.

Nesta dissertação, todas as provas foram modeladas considerando as propriedades dos materiais, com carregamentos e rigidez indicados por Abagnara (2009) a partir das considerações de cada autor original.

Foram consideradas oito provas de carga em solos friccionais e seis em solos coesivos, para um total de catorze provas de carga avaliadas, segundo mostrado na Tab. 3.11. Ao considerar a rigidez de cada estaca concluiu-se que a maioria apresenta comportamento flexível, para o qual o modelo de comportamento linear-elástico considerado para a estaca não reproduz o comportamento real do elemento estrutural.

Para modelar o comportamento do solo considerou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, como definido anteriormente em 3.2.1.1 e para a interface considerou-se uma lei normal para a ponta da estaca e do tipo friccional de Coulomb para o fuste, como definida anteriormente em 3.2.3.

Sabendo que o modelo constitutivo linear elástico para a estaca não é adequado para simular o comportamento de estacas longas o flexíveis, apenas foram modeladas as provas de cargas para os casos correspondentes a estacas rígidas ou intermediarias, indicando-se a rigidez suposta em cada etapa da prova. Para as estacas de concreto considerou-se uma rigidez elástica no início da prova e uma rigidez fissurada no final. Na Tab. 3.12, Tab. 3.13 e Tab. 3.14 respectivamente mostra-se os dados das estacas, dos solos e das malhas utilizados nas modelagens como resultados da calibração numérica anteriormente desenvolvida.

Tabela 3.11. Provas de cargas consideradas.

Solo	Autor	Critério de Rigidez			Resultante
		Poulos & Davis (1980)	Poulos & Hull (1989)	Carter & Kulhawy (1988, 1989)	
Friccional	Huang et al. (2001)	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	Ng et al. (2001)	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	<b>Price &amp; Wardle (1987)</b>	INTER	INTER	FLEX	<b>INTER</b>
	<b>Collotta et al. (1989)</b>	INTER	INTER	FLEX	<b>INTER</b>
	Ruesta & Townsend (1997)	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	Jeon et al. (2000) K-Bridge	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	Jeon et al. (2000) S-Bridge	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	<b>Chai &amp; Hutchinson (2002)</b>	INTER	INTER	FLEX	<b>INTER</b>
Coesivo	Reese & Welch (1975)	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	Callisto (1994)	FLEX	FLEX	FLEX	FLEX
	Lu (1981)	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	Mandolini & Viggiani (1965)	INTER	FLEX	FLEX	FLEX
	<b>Kerisel (1965)</b>	RIG	INTER	INTER	<b>INTER</b>
	<b>Karasev et al. (1977)</b>	RIG	INTER	RIG	<b>RIG</b>

Tabela 3.12. Provas de carga modeladas. Dados das Estacas.

Prova de Carga	L (m)	D (m)	e (m)	L/D	V (kN)	$E_p$ (kPa)	$E_p I_p$ (kNm <sup>2</sup> )	Rigidez
Karasev et al. (1977)	3,60	0,60	0,60	6	400,00	-	-	Rígida
Kerisel (1965)	6,10	0,40	1,00	15	-	20292256	25500	Elástica
Price & Wardle (1987)	12,50	1,50	0,90	8	-	46932530	11662963	Elástica
						19883179	4941067	Fissurada
Collotta et al. (1989)	11,00	1,50	0,50	7	-	31387712	7800000	Elástica
						4828879	1200000	Fissurada
Chai & Hutchinson (2002)	5,50	0,40	0,80	14	445,00	43369723	54500	Elástica
						11538734	14500	Fissurada

Tabela 3.13. Provas de cargas modeladas. Dados dos Solos.

Prova de Carga	$E_s$ (kPa)	$\nu$	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)
Karasev et al. (1977)	25000	0,35	18,00	18,00
Kerisel (1965)	60000	0,30	-	115,00
Price & Wardle (1987)	73000	0,30	43,00	-
Collotta et al. (1989)	97500	0,30	44,00	-
Chai & Hutchinson (2002)	14600	0,30	37,00	-

Tabela 3.14. Provas de cargas modeladas. Dados das Malhas.

Prova de Carga	Malha Estaca (*) (Z) (m)	Malha Solo (*) (X x Z) (m)
Karasev et al. (1977)	0,25	1,25-2,00 x 0,25
Kerisel (1965)	0,375	0,25-1,00 x 0,375
Price & Wardle (1987)	0,50	0,50-2,00 x 0,50
Collotta et al. (1989)	0,50	0,50-2,00 x 0,50
Chai & Hutchinson (2002)	0,25	0,25-1,00 x 0,25

(\*) – Malha final para a qual se obtiveram os melhores resultados da modelagem das provas de carga (M.E.F).

### 3.7.3 Resultados da modelagem das provas de carga

Na prova de carga de Karasev et al (1977) considerou-se uma estaca curta carregada na vertical com 400kN seguida de um deslocamento horizontal controlado na cabeça (Karthigeyan et al., 2006). Para sua modelagem considerou-se à estaca rígida (EI\_Rígida) e três passos de carga: o primeiro passo geostático, o segundo passo de carregamento vertical e o terceiro passo de deslocamento horizontal controlado igual ao 10% de seu diâmetro (60mm). Os resultados de Carga vs Deslocamento Horizontal são mostrados na Fig. 3.23.

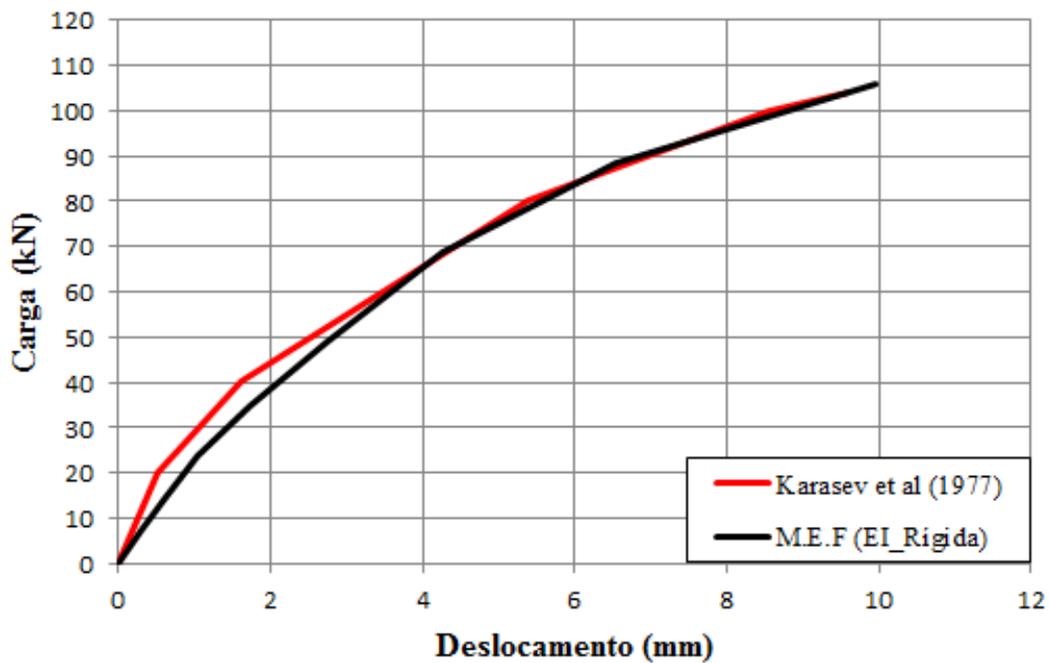


Figura 3.23. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Karasev et al. (1977)

Na prova de carga de Kerisel (1965) considerou-se uma estaca metálica de aço carregada na horizontal (Abagnara, 2009). Para sua modelagem considerou-se a estaca como elástica (EI\_Elástica) e dois passos de carga: o primeiro passo geostático e o segundo passo de deslocamento horizontal controlado igual ao 10% de seu diâmetro (40mm). Os resultados de Carga vs Deslocamento Horizontal são mostrados na Fig. 3.24.

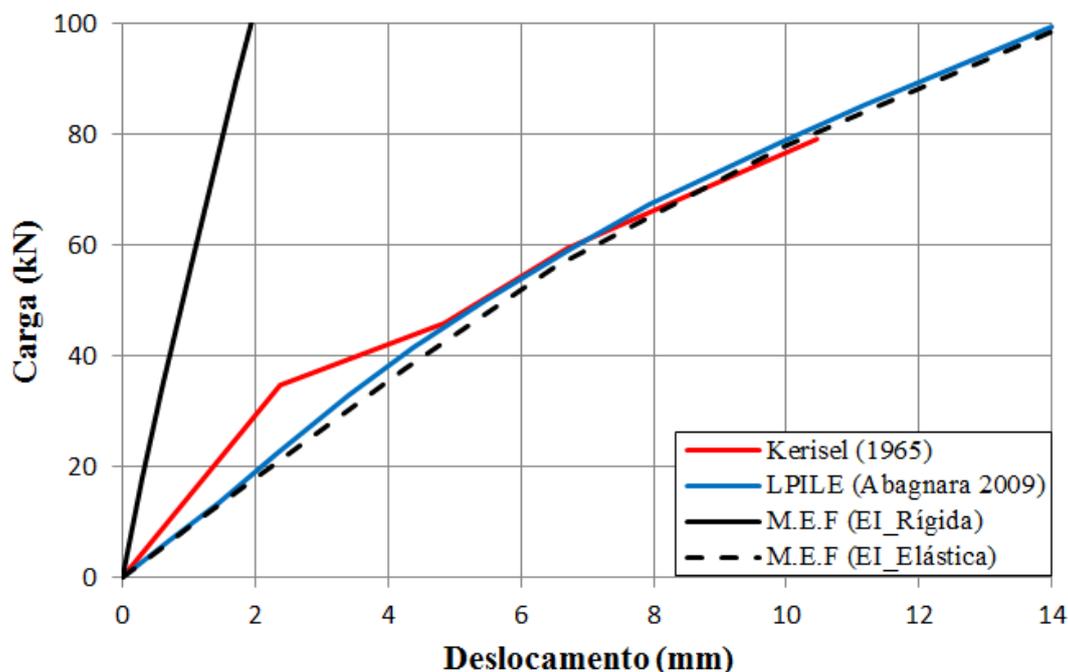


Figura 3.24. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Kerisel (1965)

Nas provas de carga de Price & Wandle (1987), Collotta et al (1989) e Chai & Hutchinson (2002), considerou-se uma estaca de concreto carregada na horizontal (Abagnara, 2009). Para a sua modelagem considerou-se a estaca elástica com rigidez inicial não fissurada ao início da prova (EI\_Elástica) e com rigidez final fissurada ao final (EI\_Fissurada). Também foram considerados dois passos de carga: o primeiro passo geostático e o segundo passo de deslocamento horizontal entre 10-30% do diâmetro da estaca. Para o caso de Chai & Hutchinson (2002) considerou-se um carregamento vertical de 445kN antes do passo horizontal. Os resultados de Carga vs Deslocamento Horizontal são mostrados nas Fig. 3.25, Fig. 3.26 e Fig. 3.27 respectivamente.

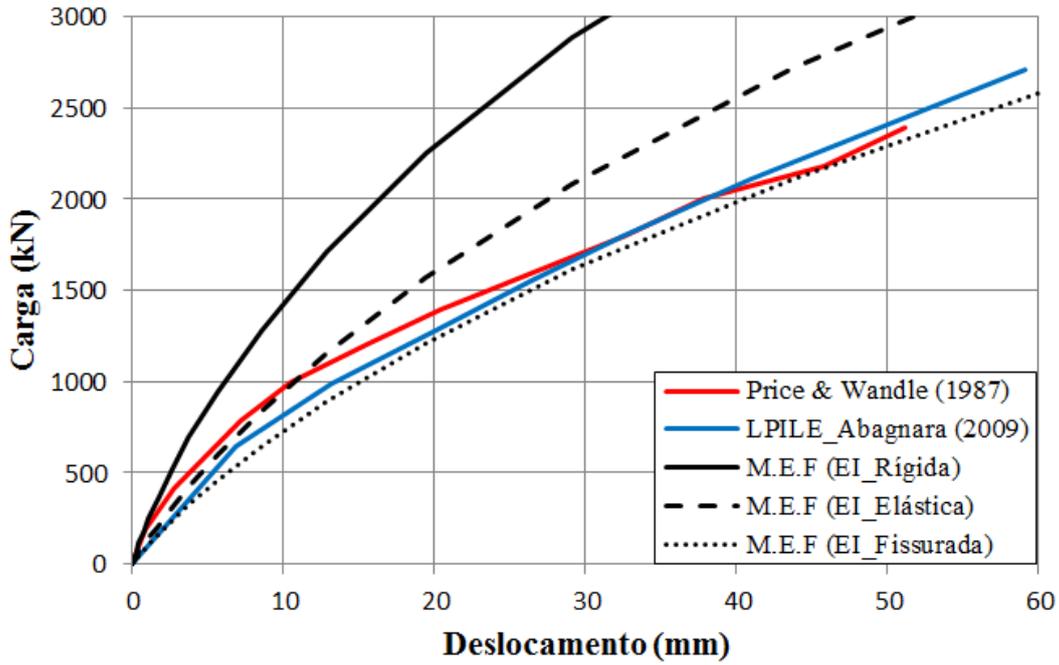


Figura 3.25. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Price & Wandle (1987)

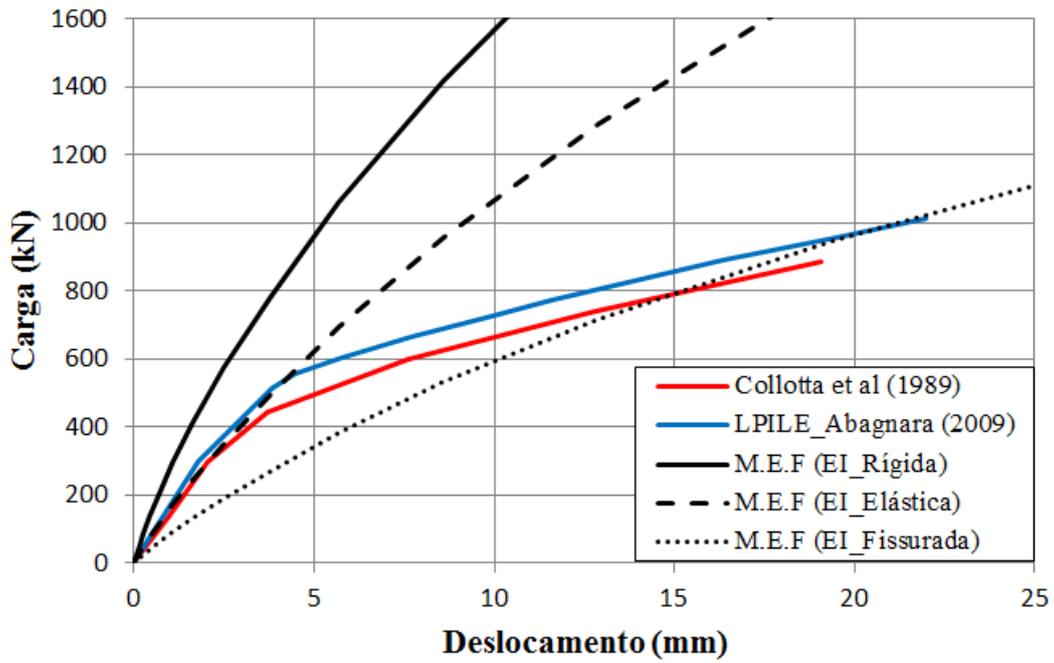


Figura 3.26. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Collotta et al. (1989)

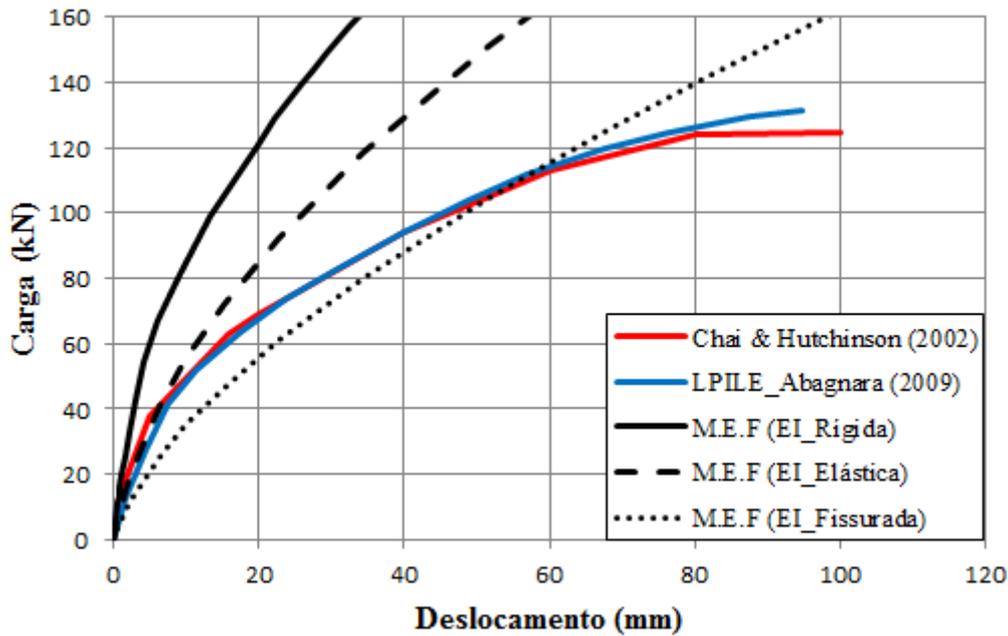


Figura 3.27. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002)

Os resultados obtidos na modelagem das diferentes provas de carga validaram os resultados das análises iniciais de calibração e confirmaram a potencialidade dos modelos para a abordagem das provas. Verificou-se que o modelo físico e matemático, bem como o método de solução (M.E.F), foram capazes de representar em todos os casos com suficiente precisão os resultados experimentais. O modelo de comportamento utilizado para modelar o solo (Mohr-Coulomb) conseguiu representar razoavelmente bem o comportamento Carga vs Deslocamento do sistema ao compará-lo com os resultados reais.

Confirmou-se que para o caso de estaca rígida ou com comportamento linear-elástico (Ex: Estaca Metálica), o modelo constitutivo linear-elástico é suficiente para modelar seu comportamento para o caso de carregamento horizontal, da mesma forma que acontece para o carregamento vertical. Ao contrário, para o caso de uma estaca flexível ou com comportamento não linear elasto-plástico, susceptível ao fenômeno da fissuração com degradação progressiva da rigidez (Ex: Estaca de Concreto), o modelo constitutivo linear-elástico não reproduz o fenômeno da perda de rigidez, conseguindo só simular cenários sob condições constantes, (Ex: Rigidez Inicial e Rigidez Final). Só para estes valores extremos de rigidez, as curvas obtidas se aproximaram bastante aos resultados experimentais.

### 3.7.4 Comportamento não linear do concreto

A fissuração do concreto é a principal causa do comportamento não linear de estruturas construídas com esse material, e a simulação numérica do fenômeno é de especial interesse durante a análise de tais estruturas. De fato, as dificuldades de ordem prática dos métodos numéricos que tradicionalmente são utilizados têm a sua origem nas mudanças bruscas que se originam nas propriedades mecânicas do material, e geométricas da estrutura durante o carregamento. Além disso, no concreto estão presentes outros fenômenos de natureza diferida: Fluência, envelhecimento, retração, etc, o que irá reforçar ainda mais o seu frágil comportamento não-linear elasto-plástico.

Muitas leis constitutivas foram consideradas para representar o comportamento do concreto à compressão uniaxial, e algumas foram propostas por: Hognestad (1951, 1955), Saenz (1964), Popovics (1970, 1973), Rusch (1978), lei linear e lei parabólica, entre outras. Em tração, considerando o fenômeno da rigidez entre fissuras (Tension Stiffening), foram propostas por Gilbert & Warner (1978), Cope et al (1979), Bazant & Oh (1983), Damjanic & Owen (1984), Figueiras (1986), Torres Llinás (2001), entre outras (González, 2006).

### 3.7.5 Modelação estrutural de estacas de concreto

Na grande maioria dos casos vinculados ao fenômeno de interação solo-estrutura, os engenheiros estruturais tratam as estruturas de forma complexa simplificando o comportamento do solo, ao mesmo tempo em que os engenheiros geotécnicos fazem o contrário ao simular o comportamento do solo de maneira complexa incorporando fenômenos cada vez mais realistas, simplificando o comportamento da estrutura. A abordagem e solução desse tipo de fenômeno precisam o esforço conjunto de ambas as especialidades.

Ricci (1995), Del Pino Junior (2003) e Almeida (2008) apontam a influência que apresenta no comportamento do sistema solo-estaca a rigidez do elemento estrutural, muitas vezes superior à influência do solo no comportamento do conjunto.

Chai & Hutchinson (2002), Tuladhar et al. (2008) e Chang & Hutchinson (2013) realizaram várias provas de cargas em estacas de concreto carregadas lateralmente, e concluíram que os fatores de maior influência no comportamento das estacas são a separação entre o solo e a estaca (Gap) e a degradação da rigidez das estacas com a formação de rótula plástica no elemento de concreto.

Para tentar explicar qualitativamente o comportamento da prova de carga de Chai & Hutchinson (2002), considerou-se prudente modelar o comportamento não linear elasto-plástico da estaca de concreto e obter seu diagrama Momento vs Curvatura. Para isso, utilizou-se o programa ANMEC (González, 2006), que considera a fissuração, a perda de rigidez e o fenômeno (Tension Stiffening).

Mostra-se na Fig. 3.28 esquematicamente, os pares Momento vs Curvatura, de fissuração ( $M_f$ ), de utilização ( $M_s$ ) e escoamento ( $M_y$ ), assim também a rigidez elástica (antes da fissuração), fissurada (estado limite de utilização) e de escoamento (estado limite último), características próprias do comportamento à flexão de uma seção de concreto armado ( $EI = \frac{M}{\varphi}$ ).

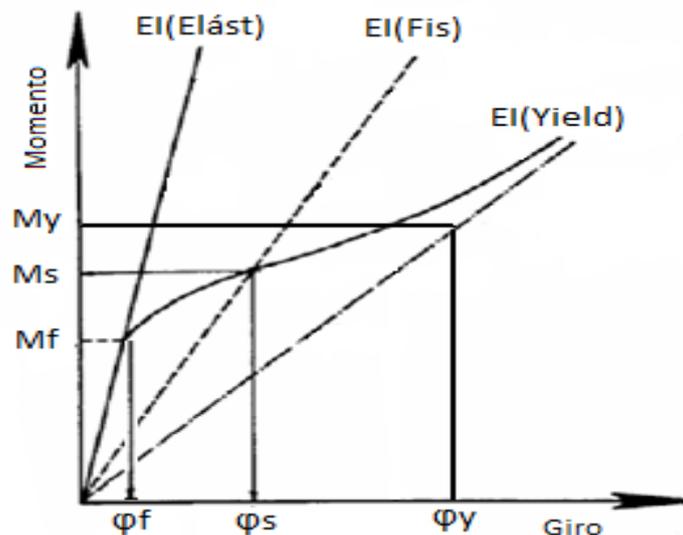


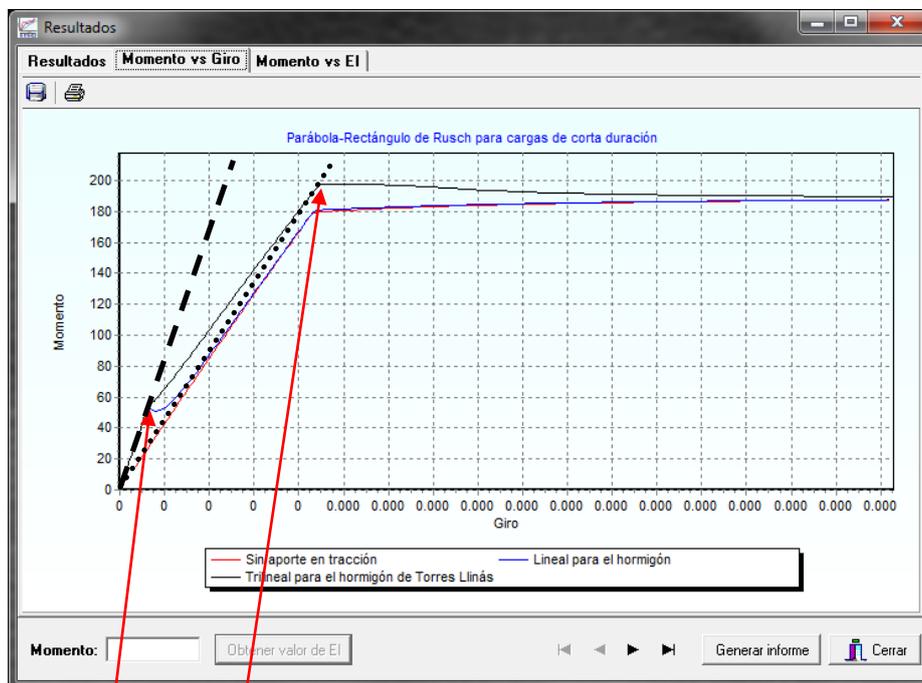
Figura 3.28. Momento vs Curvatura representativo do comportamento à flexão de uma seção de concreto reforçado.

Para modelar o comportamento à compressão do concreto considerou-se a lei constitutiva de Rusch (1978) e para o comportamento à tração foram consideradas três variantes: sem contribuição em tração, contribuição linear só até a fissuração e o fenômeno (Tension Stiffening) por Torres Llinás (2001).

É mostrado na Fig. 3.29 o comportamento da seção da estaca por meio da relação Momento vs Curvatura obtida do programa ANMEC, se determina a variação da rigidez a flexão como a inclinação da curva para cada trecho, atendendo aos valores de momentos de

fissuração ( $M_f$ ) e escoamento da seção ( $M_y$ ) reportados pelos autores durante a prova de carga.

Como resultado das análises pode apontar-se o seguinte: O efeito da degradação da rigidez quando incrementados os carregamentos, o fenômeno de propagação de fissuras e o comportamento não linear do concreto, explicam o comportamento das provas de carga de Price & Wandle (1987), Collotta et al (1989) e Chai & Hutchinson (2002). A rigidez elástica  $EI$  (Elástica) no início da prova e antes da fissuração onde os valores de momentos ainda são pequenos, é entre dois a seis vezes maior que a rigidez fissurada  $EI$  (Fissurada) ao final da prova.



Palo	$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_{uS}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	$(Eplp)_1$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(Eplp)_{2t}$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(Eplp)_{2s}$ [kNm <sup>2</sup> ]
1&2	57,7	197,5	213,0	238,1	54500	14500	18500

Figura 3.29. Momento vs Curvatura obtida de ANMEC. Momento de fissuração e momento de escoamento reportados por Chai & Hutchinson (2002).

### 3.8 CONCLUSÕES PARCIAIS DA VALIDAÇÃO DOS MODELOS

Ao finalizar as modelagens das provas de carga consideradas, validando matematicamente o processo de modelagem, principalmente o método de solução, geram-se algumas conclusões parciais em relação ao processo de modelagem e validação de uma estaca carregada lateralmente:

1. A forma do domínio do solo e as dimensões do modelo foram suficientes para eliminar a influência do contorno no comportamento das estacas e minimizar o tempo de cálculo;
2. O tipo de elemento finito proposto para o solo e à estaca, assim como as densidades de malhas consideradas nos modelos, conseguiram captar o fenômeno de interação solo-estrutura, reproduzindo o comportamento do problema real ao compará-lo com diversas provas de cargas;
3. O modelo constitutivo considerado para o solo, nesse caso o modelo de Mohr-Coulomb, foi suficiente para captar o comportamento no linear elasto-plástico do solo, para as cargas monotônicas, considerando uma análise estática;
4. Os modelos das interfaces, normal para a ponta da estaca e friccional para o fuste, mostraram ser adequados para simular o fenômeno de interação solo-estaca, levando em conta a separação (Gap) que acontece na zona onde ambos os materiais são separados e considerando o aumento da densidade associada à cunha de falha que acontece onde ambos os materiais são comprimidos;
5. O modelo de comportamento linear-elástico para as estacas rígidas ou com comportamento elástico foi suficiente para simular o seu desempenho;
6. Foram validados os resultados obtidos da calibração do modelo para abordar a modelagem de uma estaca rígida carregada lateralmente, podendo ser estendidos além das condições geométricas e mecânicas que originalmente foram definidas;
7. Para os casos de estudo correspondentes às estacas flexíveis, evidenciou-se a necessidade de considerar um adequado modelo constitutivo tanto para o solo como para as estacas;
8. Para o caso de estacas longas ou flexíveis de concreto, o modelo de comportamento linear-elástico, não conseguiu reproduzir o comportamento real do material analisado, sem levar em consideração a perda de rigidez por fissuração, conseguindo só modelar o comportamento extremo das provas de carga, com rigidez inicial e final.

## **4 COMPORTAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE**

### **4.1 CAPACIDADE DE CARGA VIA M.E.F-COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DE BROMS.**

Benhg B. Broms publicou entre 1964 e 1965 três pesquisas importantes que o conduziram a um dos métodos mais famosos de capacidade de carga lateral de estacas. A popularidade do método fez com que ele se tornasse rapidamente no mais divulgado, expandindo-se inevitavelmente além das condições iniciais para o qual foi desenvolvido e tendo ainda hoje uma ampla aceitação (Kulhawy & Chen, 1995).

A seguir, tem sido realizado um estudo numérico com o objetivo de comparar a metodologia analítica proposta por Broms (1964), para estimar a capacidade de carga lateral de estacas rígidas, com a solução numérica abordada pelo método dos elementos finitos (M.E.F), definindo nesse caso a capacidade de carga, a partir da curva Carga Lateral vs Deslocamento.

#### **4.1.1 Pontos fracos do método de Broms**

O método analítico de Broms (1964) considera o equilíbrio estático entre as ações horizontais (empuxo e o momento de fletor) que mobilizam o solo e a reação dele ao redor da estaca, sem levar em conta, o estado inicial de tensões no solo (estado geostático), a presença de água (estado seco ou saturado), o módulo de elasticidade do solo, o ângulo de dilatância, o coeficiente de atrito da interface solo-estaca, a tensão tangencial máxima ou a resistência mobilizada máxima que a interface é capaz de tomar, o histórico de tensões do solo, as condições iniciais, o modelo constitutivo utilizado, e as propriedades de deformação do solo, entre outros.

Russo & Viggiani (2008) coletaram mais de 50 provas de carga, realizadas em laboratório e em campo sobre estacas carregadas lateralmente, ao comparar os resultados medidos dos ensaios com os resultados calculados conforme o método de Broms (1964), concluíram que o método superestima a capacidade de carga, em até um 20% para os solos predominantemente coesivos e a subestima em até um 40% para os solos predominantemente friccionais. Os resultados obtidos anteriormente são mostrados na Fig. 4.1. Resultados semelhantes também foram reportados por (Kulhawy & Chen, 1995), (Fleming et al., 2009).

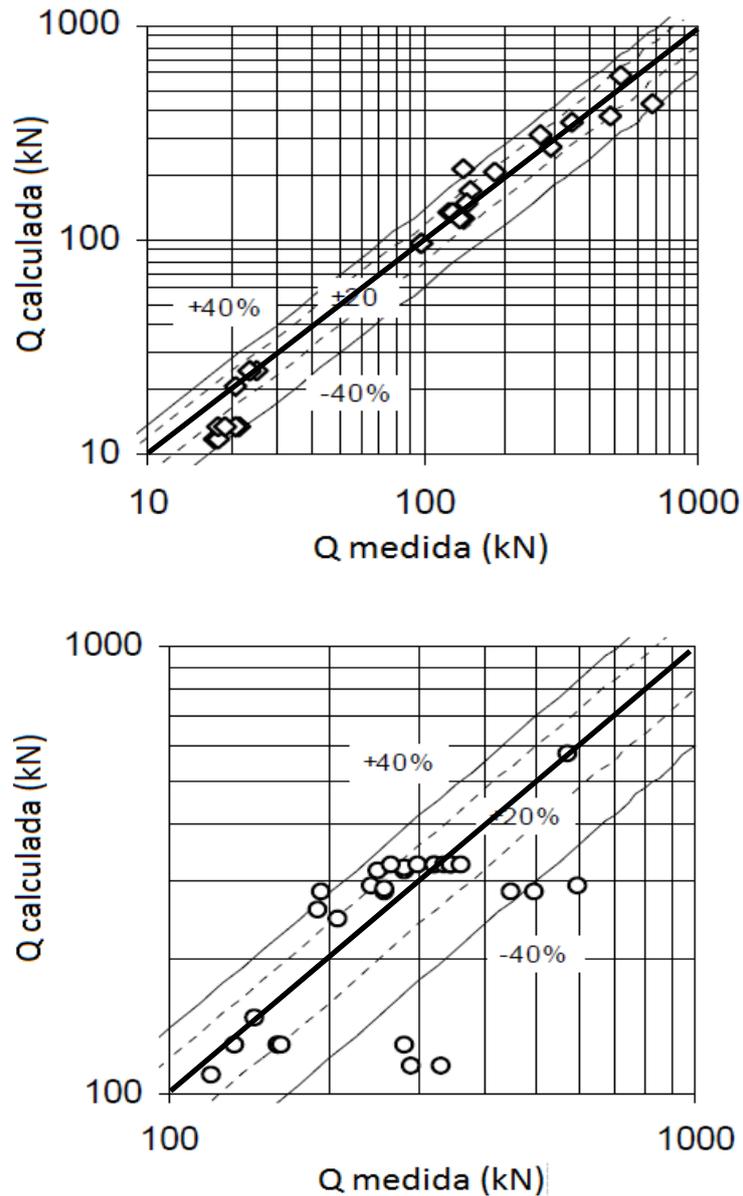


Figura 4.1. Capacidade de carga (Medida vs Calculada). a) Solo Coesivo. b) Solo Friccional.  
(Russo e Viggiani, 2008).

#### 4.1.2 Considerações gerais

Ao abordar o problema desde o ponto de vista numérico, em contraste com a metodologia analítica e junto com a teoria da plasticidade, é possível considerar os aspectos anteriormente referidos e obviados analiticamente, conseguindo desse modo reproduzir de maneira mais certa o problema físico real. Dessa forma, e para pesquisar a veracidade dos resultados relatados por outros autores na literatura, foi realizada a comparação numérica apresentada a seguir.

Para modelar o comportamento do solo considerou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, como definido anteriormente em 3.2.1.1 e para a interface considerou-se uma lei normal para a ponta da estaca e do tipo friccional de Coulomb para o fuste, como definida anteriormente em 3.2.3.

Sabendo que o modelo constitutivo linear elástico para a estaca não é adequado para simular o comportamento de estacas longas ou flexíveis, foram analisados e comparados apenas os casos correspondentes a estacas rígidas, adotando-se um módulo de elasticidade muito elevado, permitindo seu deslocamento sem deformação. Portanto, a falha alcançada seria geotécnica e não estrutural, onde a capacidade de carga lateral é conduzida só pelo solo.

Foram contrastadas diferentes soluções em relação ao estado geostático e ao estado do solo em quanto a seco ou saturado. Finalmente foi considerado o estado de tensões iniciais (estado geostático) e o solo saturado para a abordagem numérica.

#### **4.1.3 Modelagem numérica**

Para realizar o estudo numérico foram definidas propriedades médias dos solos correspondentes a um caso predominantemente coesivo (argila média a rija) e a um caso predominantemente friccional (areia fofa), seguindo as hipóteses da metodologia analítica proposta por Broms (1964).

Para modelar o comportamento elástico do solo considerou-se um módulo de elasticidade de 15000kPa e um coeficiente de Poisson de 0.30. Adicionalmente, para modelar o comportamento elasto-plástico, foram resumidas nas Tab. 4.1 e Tab. 4.2 as características geométricas e propriedades de cada tipo de solo utilizadas nas modelagens numéricas, os valores assumidos para o solo foram considerados segundo Bowles (1997) e Braja (2001). Em todos os casos a dilatância foi considerada nula. Nove casos foram analisados para cada tipo de solo, de modo que abrangesse, em matéria de geometria, carga e propriedades do solo, a maior parte dos casos analíticos apresentados por Broms (1964).

Tabela 4.1. Solo coesivo. Características geométricas e propriedades do solo

Modelo	Características Geométricas				Propriedades do Solo					
	D (m)	e (m)	L (m)	H (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cu (kPa)	$K_0$	$\mu$	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)
C1	0,75	0,75	7,50	8,25	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	17,32
C2	0,75	3,00	7,50	10,50	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	17,32
C3	0,75	6,00	7,50	13,50	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	17,32
C4	0,75	0,75	11,25	12,00	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	25,98
C5	0,75	3,00	11,25	14,25	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	25,98
C6	0,75	6,00	11,25	17,25	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	25,98
C7	0,75	0,75	15,00	15,75	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	34,64
C8	0,75	3,00	15,00	18,00	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	34,64
C9	0,75	6,00	15,00	21,00	18,00	8,00	50,00	0,50	0,58	34,64

Tabela 4.2. Solo friccional. Características geométricas e propriedades do solo

Modelo	Características Geométricas				Propriedades do Solo					
	D (m)	e (m)	L (m)	H (m)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$K_0$	$\mu$	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)
F1	0,75	0,15	7,50	7,65	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	17,32
F2	0,75	0,60	7,50	8,10	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	17,32
F3	0,75	1,50	7,50	9,00	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	17,32
F4	0,75	0,15	11,25	11,40	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	25,98
F5	0,75	0,60	11,25	11,85	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	25,98
F6	0,75	1,50	11,25	12,75	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	25,98
F7	0,75	0,15	15,00	15,15	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	34,64
F8	0,75	0,60	15,00	15,60	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	34,64
F9	0,75	1,50	15,00	16,50	18,00	8,00	30,00	0,50	0,58	34,64

#### 4.1.3.1 Influência do estado do solo

A influência do estado do solo, em quanto a seco ou saturado, foi analisado numericamente. Dado que a interação solo-estaca foi modelada conforme a lei friccional de Coulomb onde a tensão tangencial na interface ( $\tau$ ) é função direta da tensão normal de contato ( $\sigma'_h$ ) que depende da densidade do solo e o coeficiente de atrito ( $\mu$ ) ambos os tipos de solos apresentaram influência do peso específico do solo.

A título de comparação na Fig. 4.2 mostram-se os modelos C1 e F1; considerando primeiro, a tensão tangencial máxima sem limites na interface solo-estaca, sempre aumentando em relação a tensão de contato, ou seja, sem deslocamento relativo entre ambos

os materiais; segundo, o solo seco, ou seja, considerando o peso específico seco ( $\gamma_d$ ); e terceiro, o solo saturado, ou seja, considerando o peso específico efetivo ( $\gamma'$ ).

Note-se como a capacidade de carga, para o deslocamento máximo aplicado, é em torno de 15-20% inferior ao considerar limitada a tensão na interfase.

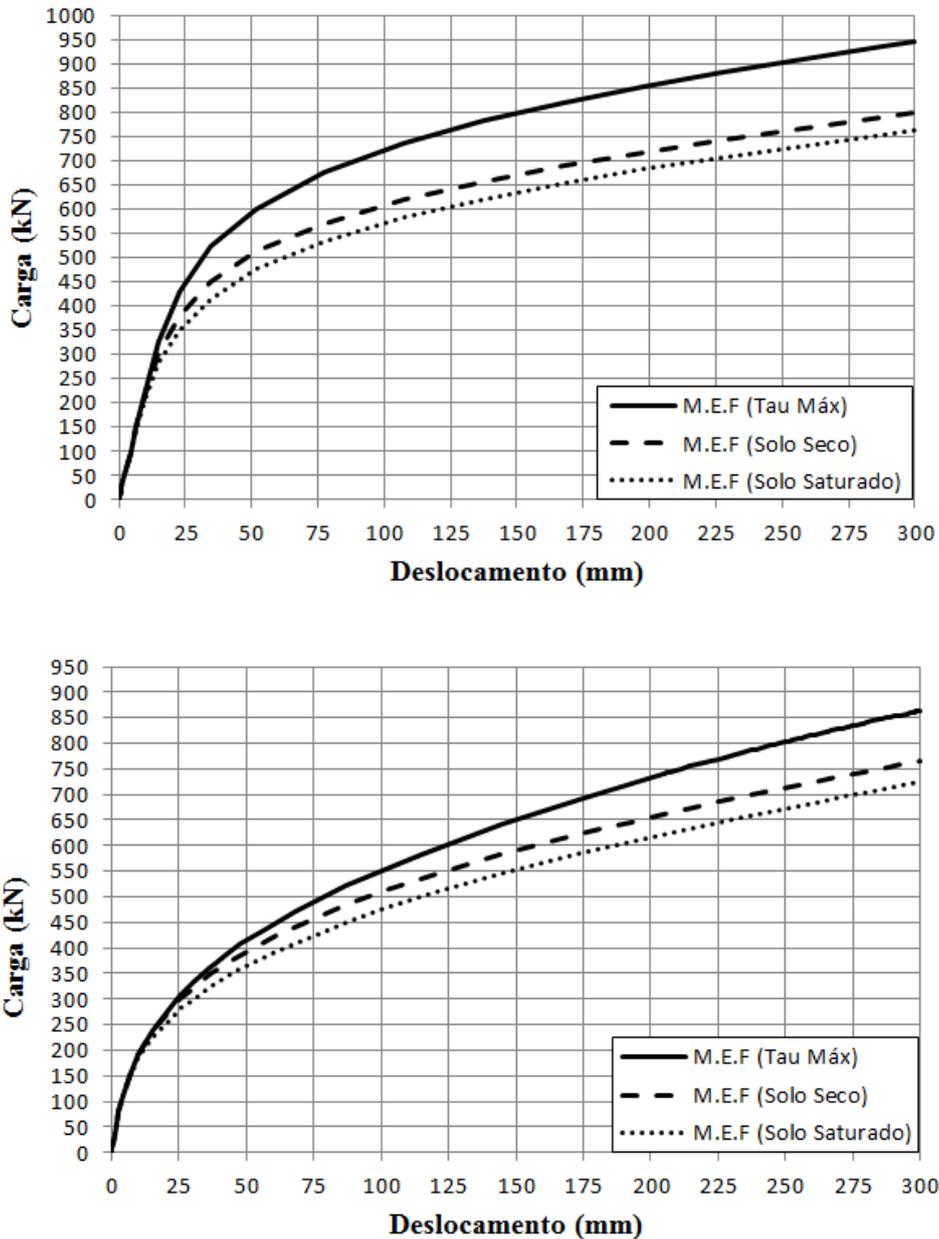


Figura 4.2. Influência do estado seco ou saturado do solo. a) Solo coesivo. b) Solo friccional

#### 4.1.3.2 Determinação da capacidade de carga via M.E.F

A capacidade de carga última foi determinada a partir da curva Carga vs Deslocamento obtida numericamente. Foram considerados como critérios para a determinação

da carga última o método de Van der Veen (1953), e o critério correspondente a um deslocamento máximo admissível do 20% do diâmetro da estaca proposto pelo próprio Broms (1964), obtendo para o deslocamento prescrito (neste caso 150mm) o valor da carga última diretamente da curva Carga vs Deslocamento (Kulhawy & Chen, 1995).

Van der Veen (1953) propôs um modelo matemático exponencial para obter a carga final, a partir de uma curva experimental, de modo que ao aproximar-se o máximo possível à curva original permitisse sua extrapolação e descrevesse uma assíntota, determinando desse modo a carga de ruptura, (Nienov, 2006). A curva está dada por:

$$Q = Q_u \cdot (1 - e^{-a \cdot r}) \tag{4.1}$$

A partir da expressão anterior e considerando um valor arbitrário de carga final ( $Q_u$ ) é possível deduzir uma relação linear entre o valor de  $\ln(1-Q/Q_u)$  e o deslocamento horizontal ( $r$ ). Esses valores são plotados até obter, depois de várias tentativas, uma relação linear com inclinação ( $a$ ), para a qual o valor considerado de ( $Q_u$ ) representa a carga final ou de ruptura.

Como exemplo é apresentado na Fig. 4.3 para o modelo C1 a aplicação do método de Van der Veen, mostra-se a extrapolação da curva Carga vs Deslocamento obtida numericamente, neste caso a capacidade de carga lateral foi estimada em 781kN.

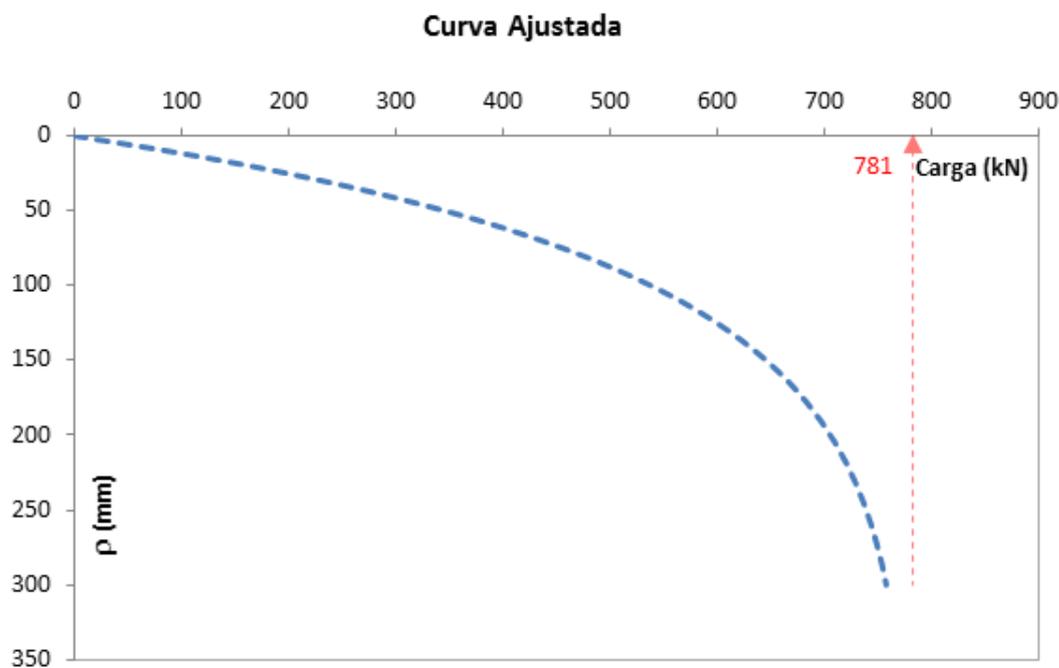


Figura 4.3. Determinação da capacidade de carga lateral pelo método de Van der Veen (1953), Modelo C1.

#### 4.1.4 Resultados da capacidade de carga numérica e comparação com o método analítico de Broms.

Os resultados obtidos da capacidade de carga por via numérica são mostrados considerando os dois critérios de ruptura que foram avaliados. Na Tab. 4.3 e Tab. 4.4 mostram-se os resultados quando foi considerado o método de Van der Veen (1953) e na Tab. 4.5 e Tab. 4.6 mostram-se os resultados quando foi considerado o critério do deslocamento correspondente ao 20% do diâmetro da estaca.

Os resultados obtidos nesta pesquisa, resumidos comparativamente na Fig. 4.4 e Fig. 4.5, de acordo com o mencionado anteriormente por Russo & Viggiani (2008), Kulhawy & Chen (1995) e Fleming et al. (2009), ao comparar o método analítico de Broms (1964) com resultados de provas de carga, mostram a superestimação contra a segurança na capacidade resistente para solos predominantemente coesivos e a subestimação contra a economia para solos predominantemente friccionais, juntamente com uma maior dispersão dos resultados, ao serem comparados com os resultados obtidos das modelagens numéricas. É muito importante apontar que os resultados obtidos dependem muito do critério de capacidade de carga última considerado, assim para o caso do método exponencial de Van der Veen (1953), e para o caso dos solos coesivos o método numérico apresenta sempre maior capacidade de carga em relação ao analítico, contrario ao exposto pelos autores anteriormente citados.

Note-se para os solos coesivos uma menor dispersão e uma maior aproximação dos resultados comparando ambos os métodos (analítico vs numérico), e para os solos friccionais, uma maior dispersão assim como uma menor aproximação entre ambos os métodos.

O (%) de diferencia é calculado em relação à porcentagem de diferencia média absoluta. Consideraram-se como valor de referencia os resultados numéricos.

$$Dif (\%) = \frac{Q_R - Q_i}{Q_R} * 100 \quad (4.2)$$

Onde:

$Q_i$ - Valor estimado (i)

$Q_R$ - Valor de referencia (R)

Tabela 4.3. Solo coesivo. Capacidade de carga pelo método de Van der Veen (V.D.V).

MODELO	L/D	e/D	$C_u * D^2$	$Q_u / C_u * D^2$	(Analítico)	(V.D.V)	Dif (%)
					BROMS	M.E.F	
					<b>Qu (kN)</b>	<b>Qu (kN)</b>	
C1	10,00	1,00	28,13	22,00	<b>618,86</b>	<b>781,00</b>	20,76
C2	10,00	4,00	28,13	16,00	<b>450,08</b>	<b>554,00</b>	18,76
C3	10,00	8,00	28,13	11,00	<b>309,43</b>	<b>456,00</b>	<b>32,14</b>
C4	15,00	1,00	28,13	40,00	<b>1125,20</b>	<b>1256,00</b>	13,18
C5	15,00	4,00	28,13	31,00	<b>872,03</b>	<b>1006,00</b>	13,32
C6	15,00	8,00	28,13	25,00	<b>703,25</b>	<b>736,00</b>	<b>4,45</b>
C7	20,00	1,00	28,13	55,00	<b>1547,15</b>	<b>1880,00</b>	17,70
C8	20,00	4,00	28,13	48,00	<b>1350,24</b>	<b>1523,00</b>	11,34
C9	20,00	8,00	28,13	38,00	<b>1068,94</b>	<b>1168,00</b>	8,48

Tabela 4.4. Solo friccional. Capacidade de carga pelo método de Van der Veen (V.D.V).

MODELO	L/D	e/D	$K_p * \gamma' * D^3$	$Q_u / K_p * \gamma' * D^3$	(Analítico)	(V.D.V)	Dif (%)
					BROMS	M.E.F	
					<b>Qu (kN)</b>	<b>Qu (kN)</b>	
F1	10,00	0,20	10,13	38,00	<b>384,94</b>	<b>737,00</b>	47,77
F2	10,00	0,80	10,13	25,00	<b>253,25</b>	<b>624,00</b>	59,42
F3	10,00	2,00	10,13	15,00	<b>151,95</b>	<b>503,00</b>	<b>69,79</b>
F4	15,00	0,20	10,13	90,00	<b>911,70</b>	<b>1269,00</b>	28,16
F5	15,00	0,80	10,13	60,00	<b>607,80</b>	<b>1179,00</b>	48,45
F6	15,00	2,00	10,13	35,00	<b>354,55</b>	<b>986,00</b>	64,04
F7	20,00	0,20	10,13	160,00	<b>1620,80</b>	<b>2031,00</b>	<b>20,20</b>
F8	20,00	0,80	10,13	105,00	<b>1063,65</b>	<b>1770,00</b>	39,91
F9	20,00	2,00	10,13	60,00	<b>607,80</b>	<b>1665,00</b>	63,50

Os % mostram a diferenca de capacidade de carga tomando como referencia a via numérica.

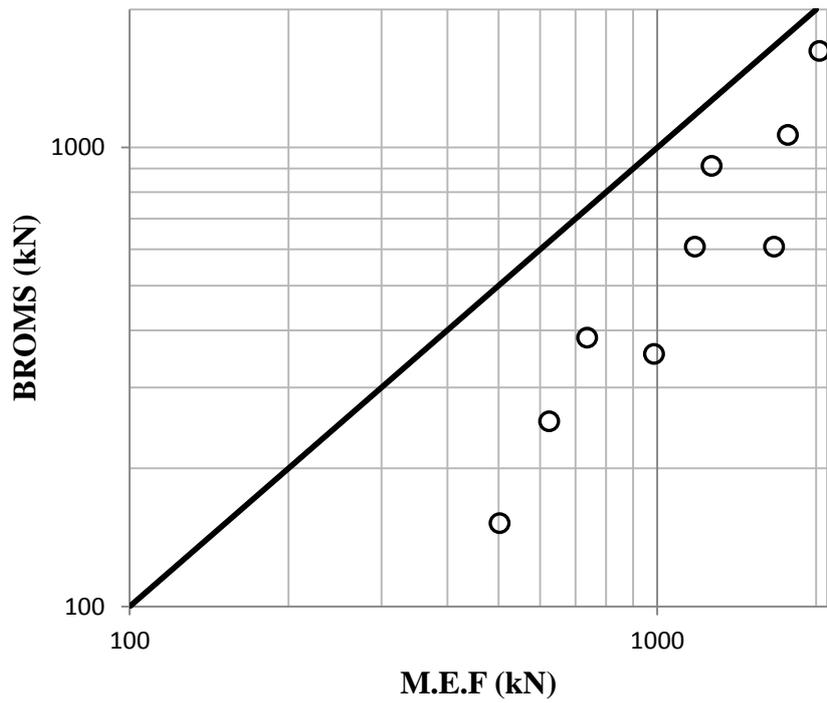
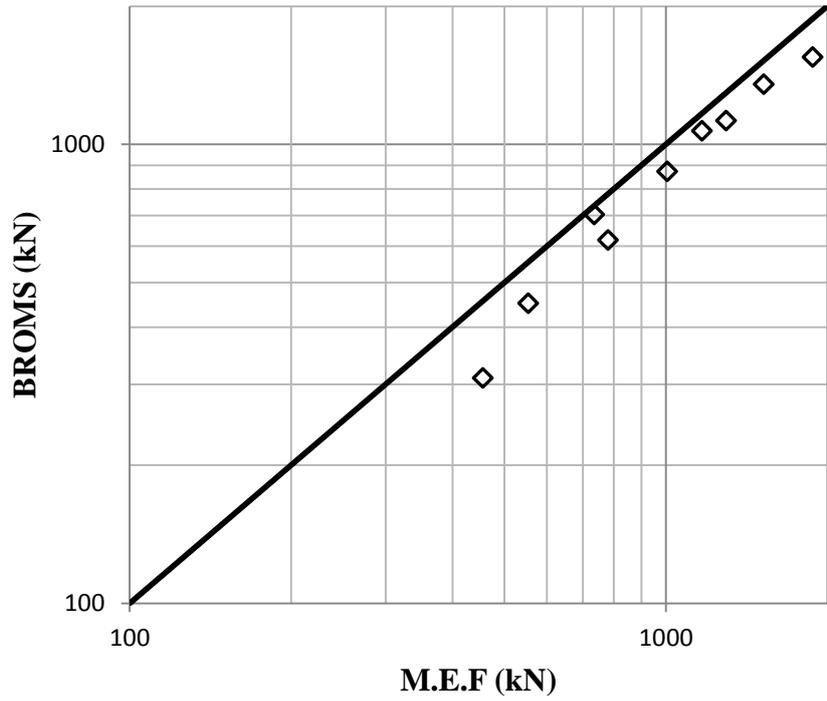


Figura 4.4. Capacidad de carga pelo método de Van der Veen (1953). (Broms vs M.E.F). a) Solo Coesivo. b) Solo Friccional.

Tabela 4.5. Solo coesivo. Capacidade de carga para 20%D.

MODELO	L/D	e/D	$C_u * D^2$	$Q_u / C_u * D^2$	(Analítico)	(20%D)	Dif (%)
					BROMS	M.E.F	
					$Q_u$ (kN)	$Q_u$ (kN)	
C1	10,00	1,00	28,13	22,00	<b>618,86</b>	<b>634,86</b>	2,52
C2	10,00	4,00	28,13	16,00	<b>450,08</b>	<b>449,35</b>	-0,16
C3	10,00	8,00	28,13	11,00	<b>309,43</b>	<b>362,91</b>	<b>14,74</b>
C4	15,00	1,00	28,13	40,00	<b>1125,20</b>	<b>1037,53</b>	-8,45
C5	15,00	4,00	28,13	31,00	<b>872,03</b>	<b>813,91</b>	-7,14
C6	15,00	8,00	28,13	25,00	<b>703,25</b>	<b>595,20</b>	<b>-18,15</b>
C7	20,00	1,00	28,13	55,00	<b>1547,15</b>	<b>1494,05</b>	-3,55
C8	20,00	4,00	28,13	48,00	<b>1350,24</b>	<b>1225,39</b>	-10,19
C9	20,00	8,00	28,13	38,00	<b>1068,94</b>	<b>947,26</b>	-12,85

Tabela 4.6. Solo friccional. Capacidade de carga para 20%D.

MODELO	L/D	e/D	$K_p * \gamma' * D^3$	$Q_u / K_p * \gamma' * D^3$	(Analítico)	(20%D)	Dif (%)
					BROMS	M.E.F	
					$Q_u$ (kN)	$Q_u$ (kN)	
F1	10,00	0,20	10,13	38,00	<b>384,94</b>	<b>552,54</b>	30,33
F2	10,00	0,80	10,13	25,00	<b>253,25</b>	<b>499,57</b>	49,31
F3	10,00	2,00	10,13	15,00	<b>151,95</b>	<b>416,87</b>	<b>63,55</b>
F4	15,00	0,20	10,13	90,00	<b>911,70</b>	<b>1004,32</b>	9,22
F5	15,00	0,80	10,13	60,00	<b>607,80</b>	<b>935,68</b>	35,04
F6	15,00	2,00	10,13	35,00	<b>354,55</b>	<b>819,04</b>	56,71
F7	20,00	0,20	10,13	160,00	<b>1620,80</b>	<b>1526,36</b>	<b>-6,19</b>
F8	20,00	0,80	10,13	105,00	<b>1063,65</b>	<b>1445,72</b>	26,43
F9	20,00	2,00	10,13	60,00	<b>607,80</b>	<b>1301,32</b>	53,29

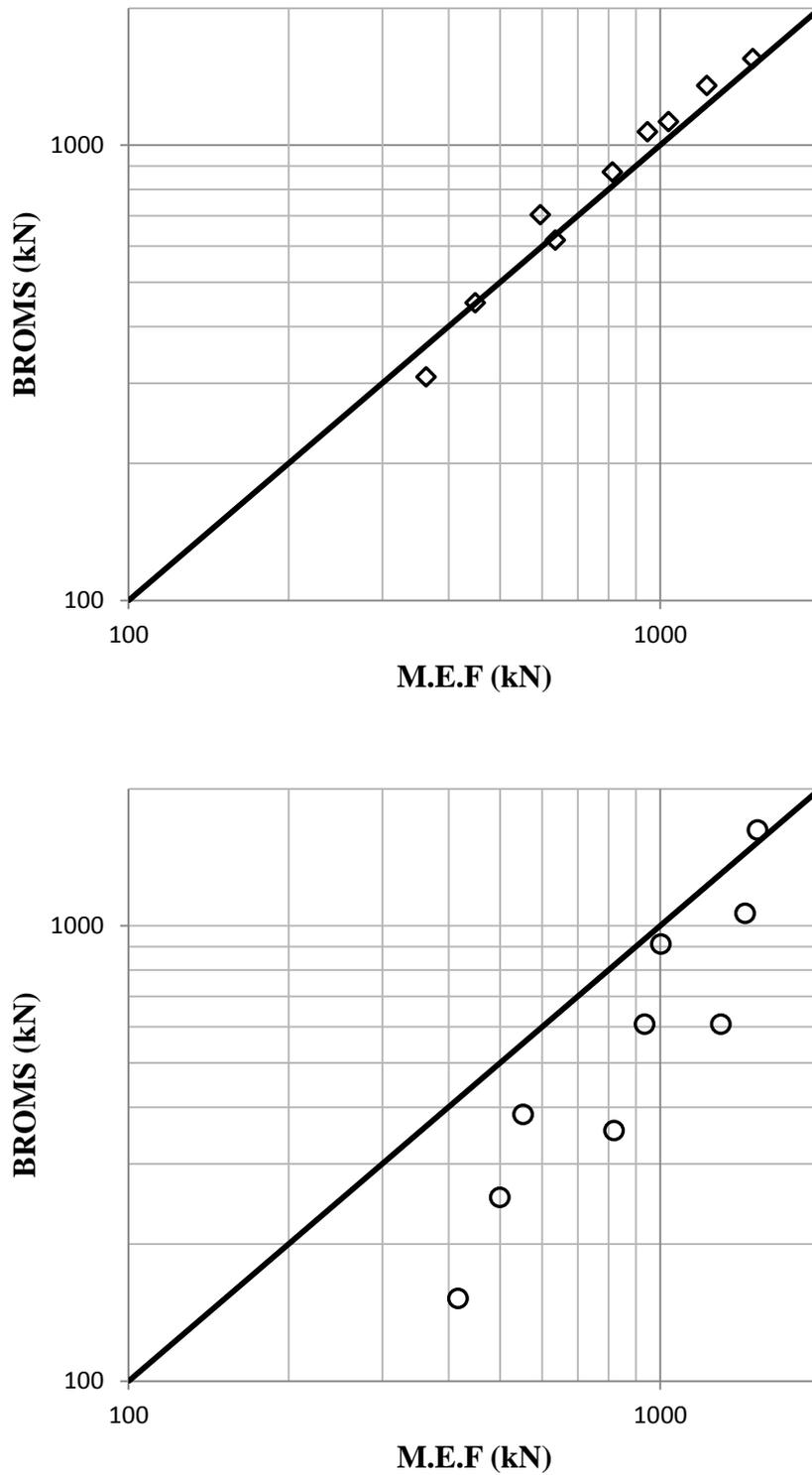


Figura 4.5. Capacidade de carga estimada para 20%D. (Broms vs M.E.F). a) Solo Coesivo. b) Solo Friccional.

Na Fig. 4.6, Fig. 4.7 e Fig. 4.8 mostram-se as curvas Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal resultantes do estudo numérico para o solo coesivo (C) e o solo friccional (F).

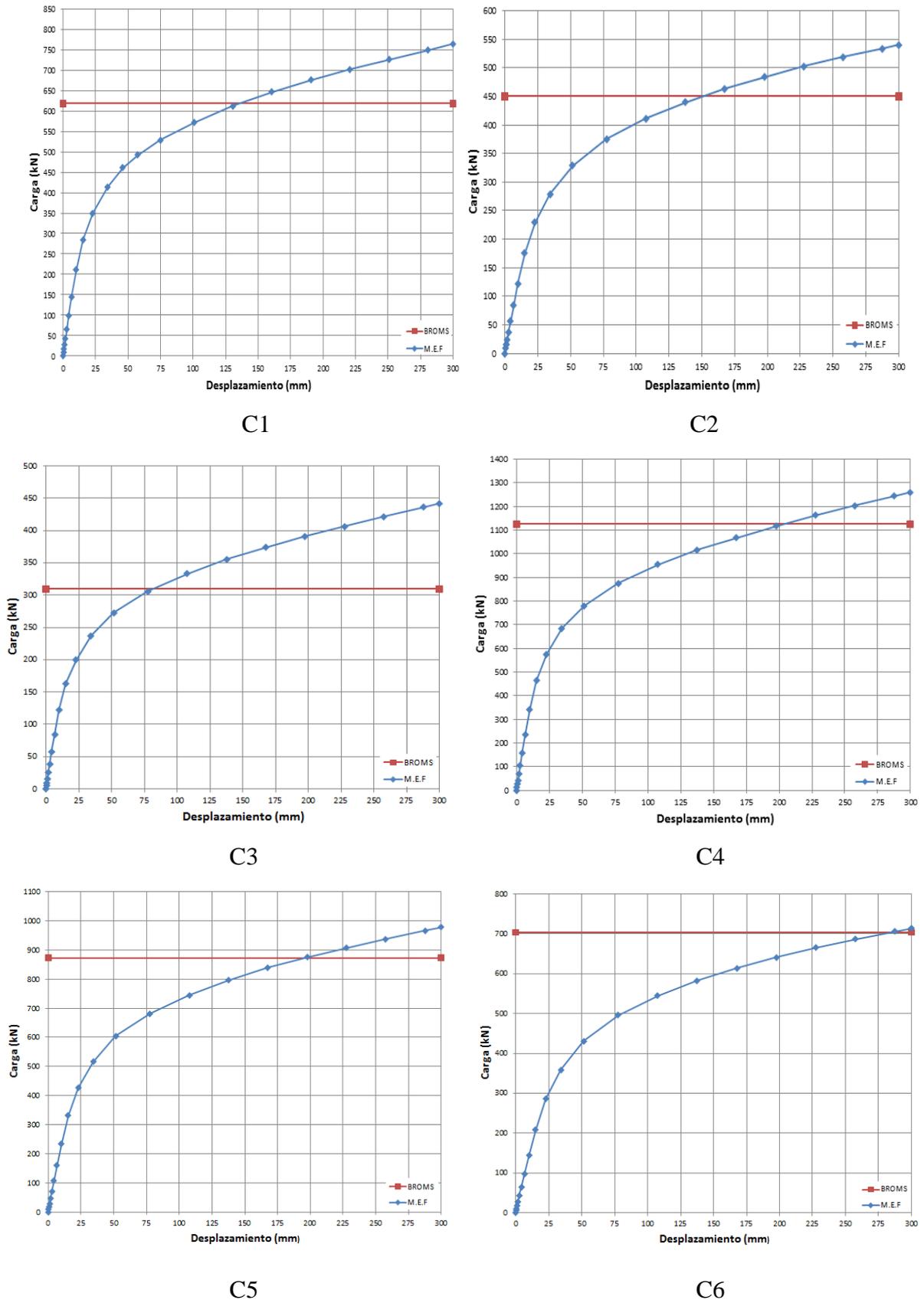
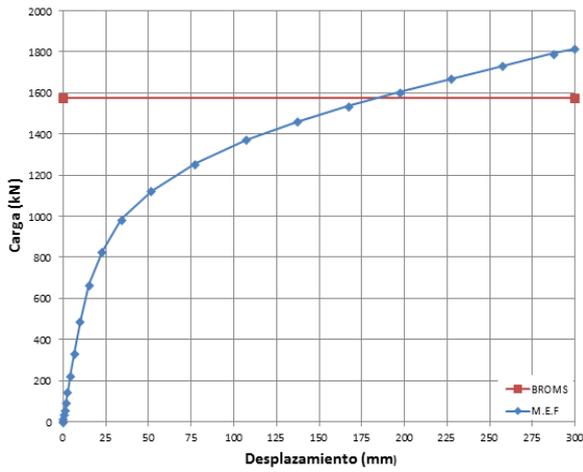
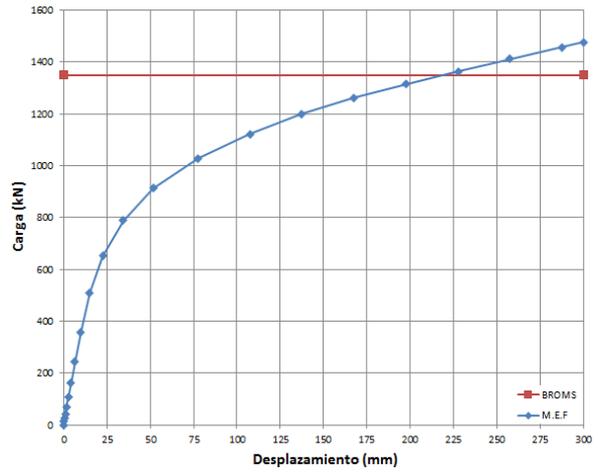


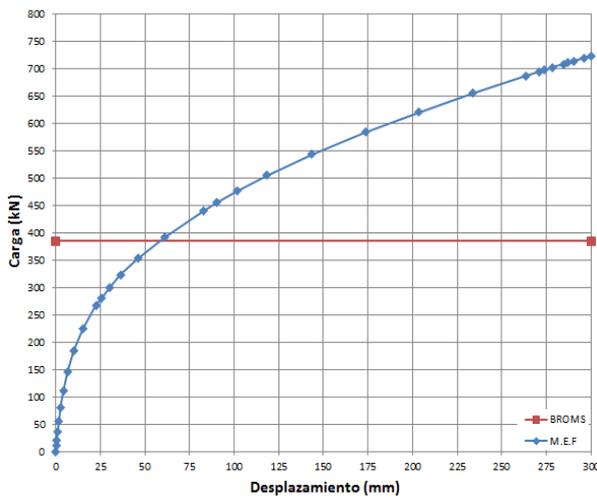
Figura 4.6 Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal para os modelos C1 até C6.



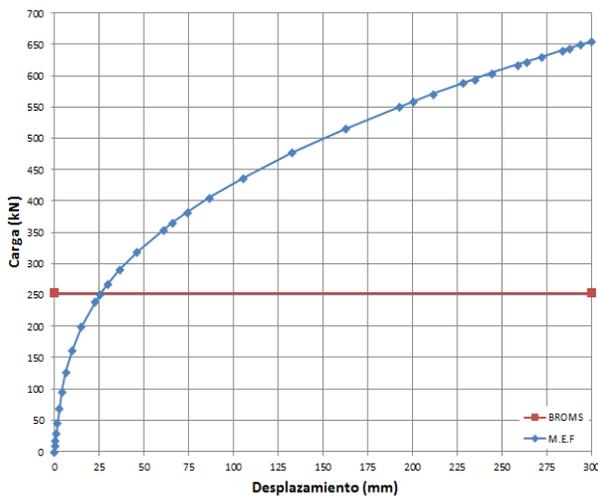
C7



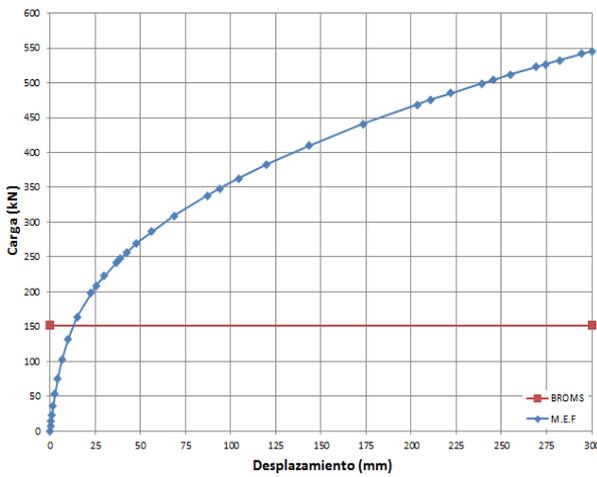
C8



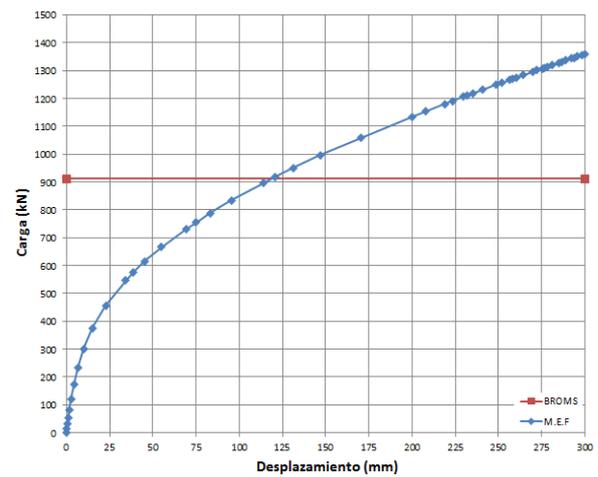
F1



F2

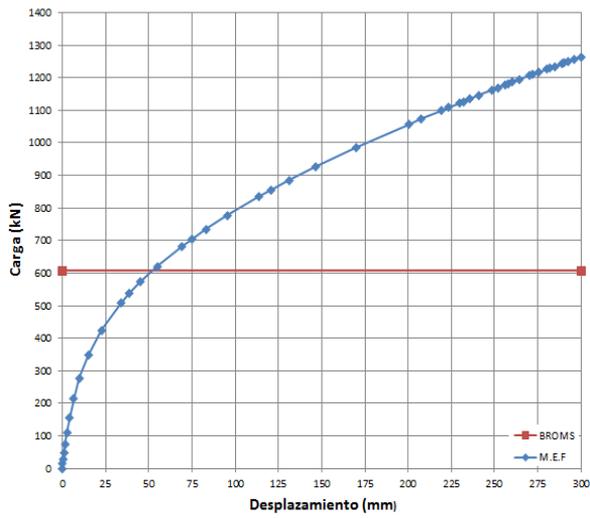


F3

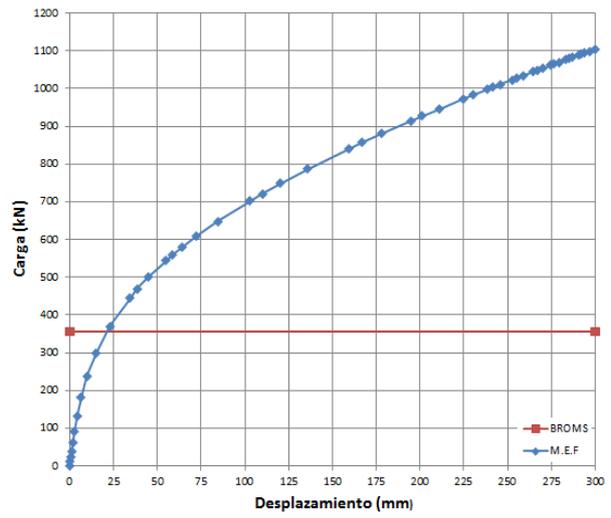


F4

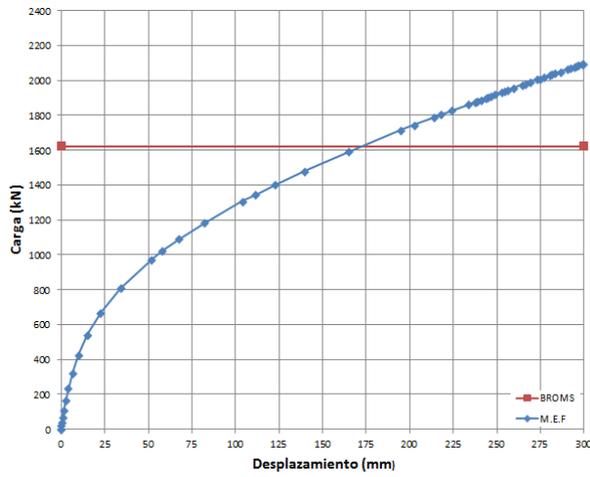
Figura 4.7 Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal para os modelos C7, C8 e F1 até F4.



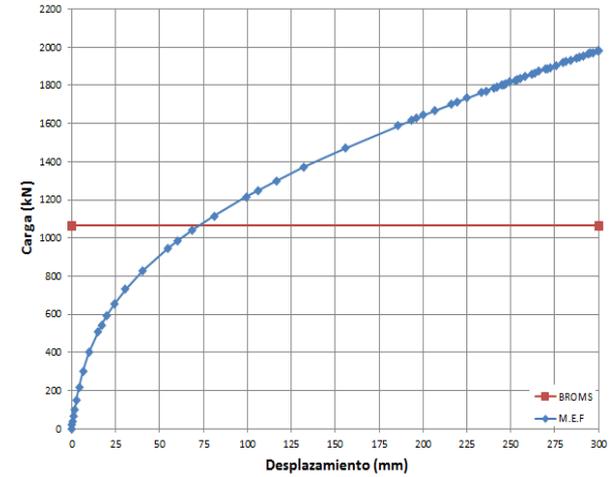
F5



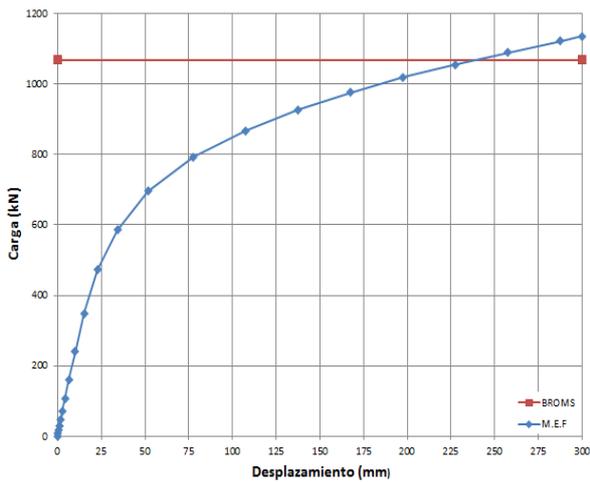
F6



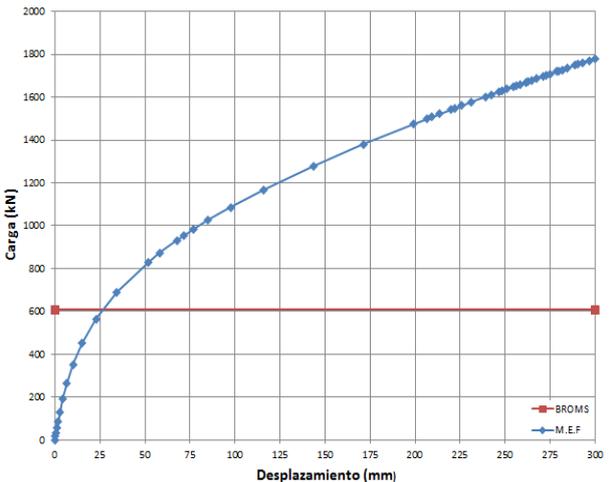
F7



F8



C9



F9

Figura 4.8 Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal para os modelos C9, F5 até F9.

#### 4.1.5 Conclusões parciais da comparação com o método de Broms

Uma vez concluído o estudo comparativo, é possível abordar às seguintes conclusões parciais ou recomendações gerais ao contrastar a metodologia numérica via (M.E.F) com o método analítico de Broms (1964), para determinar a capacidade de carga de uma estaca carregada lateralmente:

1. Considerando como referencia a solução numérica, e o critério de capacidade de carga de Van der Veen (1953), obteve-se para o solo coesivo, uma capacidade de carga entre **4-32%** maior em relação à solução analítica. Entre tanto para o solo friccional, obteve-se uma capacidade de carga entre **20-70%** maior em relação à solução analítica.
2. Considerando como referencia a solução numérica, e o critério de capacidade de carga para o deslocamento do 20%D, obteve-se para o solo coesivo, uma capacidade de carga entre **0-18%** menor e entre **2-15%** maior em relação à solução analítica. Por sua vez, para o solo friccional, obteve-se uma capacidade de carga de **6%** menor e entre **9-64%** maior em relação à solução analítica.
3. Segundo resultados obtidos a partir das curvas Carga Lateral vs Deslocamento Horizontal, a capacidade de carga obtida pelo método analítico de Broms (1964) é alcançada para valores de deslocamentos horizontais muito elevados, em vários casos ultrapassando os limites admissíveis para os mesmos. A principal limitação do método analítico encontrou-se em relação à estimação da capacidade de carga, para as quais não são levados em consideração critérios relacionados com os deslocamentos.
4. Os parâmetros considerados por Broms (1964): geometria da estaca, excentricidade da carga, resistência não drenada do solo, atrito e densidade, não são suficientes para caracterizar completamente o comportamento tenso-deformacional de estacas carregadas lateralmente. Aspectos que determinam as diferenças de resultados entre a modelação numérica e os resultados analíticos.
5. Em contraste com a metodologia analítica, o comportamento tenso-deformacional de estacas carregadas lateralmente está influenciado adicionalmente por parâmetros tais como: o módulo de elasticidade do solo, o ângulo de dilatância, o coeficiente de atrito da interface estaca-solo, a tensão tangencial máxima da interface, o histórico de tensões, o estado de tensões iniciais (geostático), o modelo constitutivo utilizado, o critério de ruptura, as propriedades deformacionais do solo e o estado seco ou saturado, nas quais um estudo numérico é apresentado como uma alternativa viável bem mais realista.

6. Os resultados obtidos demonstram a eficácia da modelação numérica via M.E.F para problemas de interação solo-estaca carregadas lateralmente.

## 4.2 ESTUDO DE SENSIBILIDADE

Com vistas a ter uma ideia bastante aproximada de como influi cada um dos parâmetros geotécnicos no comportamento de uma estaca carregada lateralmente, foi desenvolvido um estudo de sensibilidade. Uma vez concluído, o estudo permitiu identificar os parâmetros que regem em maior quantia o fenômeno físico de interação solo-estaca, sobre os quais deve ser prestada maior atenção, principalmente quanto à sua determinação. Sandroni & Sayão (1992) afirmam que esse tipo de avaliação permite discernir a importância relativa de cada parâmetro e nutre o processo de decisão do engenheiro (Assis, 2013).

Foram considerados diferentes tipos de solos, propriedades e modelos constitutivos, elasto-plásticos convencionais e de estado crítico, conformando dessa maneira um conjunto de casos e situações possíveis que pudessem ser apresentados na realidade.

### 4.2.1 Considerações gerais

O estudo de sensibilidade abordado considerou como variável dependente ou resposta a capacidade de carga lateral última ( $Q_u$ ), avaliando a mesma em 4 pontos de controle dos deslocamentos conhecidos a partir da curva Carga vs Deslocamento, obtida numericamente. Desse modo, a capacidade de carga foi determinada ao aplicar um deslocamento controlado para 1%, 5%, 10% e 40% em relação ao diâmetro da estaca que correspondem neste caso a: 7,5mm, 37,5mm, 75mm e 300mm, respectivamente.

Como variáveis independentes ou de entrada foram considerados os principais parâmetros do solo, em função do modelo constitutivo, sem variar a geometria da estaca, tanto para um solo predominantemente coesivo quanto para um predominantemente friccional.

Para modelar o comportamento do solo, em todos os casos foram considerados dois modelos constitutivos, comparando os resultados obtidos quanto à influência de cada um dos parâmetros correspondente a cada modelo. Foi considerado o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb como definido anteriormente em 3.2.1.1 e o modelo constitutivo de estado crítico Cam-Clay como definido anteriormente em 3.2.1.2. Para a interface considerou-se uma interação normal para a ponta da estaca e do tipo friccional de Coulomb, como definida anteriormente em 3.2.3. Outros parâmetros também necessários para abordar as simulações numéricas são definidos a seguir.

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'}{3 - \operatorname{sen} \varphi'} \quad (4.3)$$

$$\varphi = \sin^{-1} \left[ \frac{3M}{6+M} \right] \quad (4.4)$$

Sabendo que o modelo constitutivo linear elástico para a estaca não é adequado para simular o comportamento de estacas longas o flexíveis a estaca sempre foi considerada rígida, adotando-se um modulo de elasticidade muito elevado, permitindo apenas seu deslocamento sem deformação. Portanto, a falha alcançada seria geotécnica e não estrutural, onde a capacidade de carga lateral é conduzida só pelo solo.

#### 4.2.2 Método probabilístico (F.O.S.M)

Os métodos probabilísticos são aqueles que permitem avaliar a distribuição de probabilidade de uma variável dependente, em função do conhecimento das distribuições estatísticas das variáveis independentes que geram a variável dependente. A Série de Taylor corresponde à segunda categoria dos métodos probabilísticos, desenvolvidos para determinar a distribuição de probabilidade de uma função, com um número de variáveis aleatórias não correlacionadas, nesse caso com distribuição normal, e é denominada método FOSM (First-Order, Second Moment).

O método utiliza apenas a derivada de Primeira Ordem da série de Taylor e a variância (Segundo Momento) da função de performance, neste caso a Capacidade de Carga. Ou seja, as entradas e saídas de dados são expressas por valores esperados e desvios padrões ou variâncias.

As vantagens desse tipo de solução são cálculos matemáticos simplificados e o conhecimento apenas dos valores dos momentos das distribuições estatísticas das variáveis que formam a função. As desvantagens são que os requisitos matemáticos necessários para as derivações, embora sejam mais simples que outros métodos exatos, geralmente não são elementares (Assis, 2013). Geralmente, quanto maior for a não linearidade da função de performance menor será a precisão do método de Segundo Momento.

Devido fundamentalmente ao número reduzido de modelos necessários ao utilizar o método FOSM, o mesmo foi considerado adequado para abordar o estudo de sensibilidade. Neste caso, assume-se uma variável independente (F) função de (N) variáveis aleatórias não correlacionadas, ou seja:  $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , cujos valores médios esperados são conhecidos,

bem como suas variâncias  $V[x_i]$ . Dessa forma, a própria função ( $F$ ) passa a ter uma distribuição com valor médio esperado  $E[F]$  e variância  $V[F]$  dados por (Harr, 1996).

$$E[F] = F(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_N) \quad (4.5)$$

$$V[F] = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial F}{\partial x_i} \right)^2 \cdot V[x_i] \quad (4.6)$$

Esse método foi aplicado para cada modelo e valor de deslocamento imposto. Dada a impossibilidade de obter a derivada de forma analítica por não ter uma expressão desse tipo, ela foi determinada de maneira numérica, variando em  $\pm 10\%$  cada parâmetro do solo, seguindo as recomendações de Sandroni & Sayão (1992). Desse modo, cada um dos parâmetros leva a uma inclinação diferente e como tal a uma porcentagem de influência diferente. O método permite adicionalmente obter a capacidade de carga média para cada modelo, a partir da consideração dos valores médios e variância de cada parâmetro.

#### 4.2.3 Modelagem numérica

Para desenvolver o estudo foi preciso contar com os parâmetros geotécnicos médios e suas variâncias. Foram considerados quatro tipos de solos, três solos correspondentes a regiões temperadas, ou seja, não tropicais, não colapsíveis, não metaestáveis, não estruturados, correspondentes a duas argilas (Solo-1 e Solo-3) e uma areia (Solo-2) que levaram a quatro modelos diferentes e um solo tropical ou laterítico, não saturado, colapsível, metaestável e estruturado, correspondente à argila porosa de Brasília (Solo-4), localizada no campo experimental da Universidade de Brasília (UnB), que conduziu a quatro modelos mais, dado que esse último solo foi considerado com comportamento argiloso ou arenoso, mudando em cada caso os coeficientes de variação (COV) considerados, para um total de oito modelos analisados.

É de essencial importância esclarecer que dita diferença foi realizada, dado que os solos tropicais ou lateríticos apresentam propriedades de engenharia particulares, diferentes daquelas características dos solos de regiões temperadas. Também a quase totalidade das normas, os sistemas de classificação e as teorias existentes foram propostas para solos, apresentando um comportamento padrão característico da maioria dos solos de clima temperado (Camapum de Carvalho, 2013).

Os parâmetros médios para cada um dos solos foram obtidos de exemplos da literatura: dois foram extraídos do livro: *Constitutive Laws for Engineering Materials* (Desai & Siriwardane, 1984) outro do livro: *Critical State Soil Mechanics* (Schofield & Wroth, 1968) e o último foi extraído da dissertação de mestrado: *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas* (Guimarães, 2002).

Na Tab. 4.7 são mostrados os valores do (COV) obtidos da literatura para diversos parâmetros geotécnicos do solo. Cada parâmetro apresenta uma variação própria em função de sua natureza e tipo de solo, independentemente do lugar onde estiver localizado (Bowles, 1997), (Phoon & Kulhawy, 1999), (Quevedo, 2002), (Gitirana, 2005), (Alarcón, 2014).

Tabela 4.7. Coeficientes de variação (%) obtidos da literatura.

Parâmetro	Solo	Bowles (1996)	EC-7 (1999)	Phoon (1999)	Quevedo <sup>(1)</sup> (2002)	Gitirana <sup>(2)</sup> (2005)	Alarcón <sup>(3)</sup> (2014)
E	Argila	33,00					
	Areia	20,00					
v	Argila	22,00					
	Areia	7,00					
c	Argila		30.00-50.00		13.80-33.60	10.00-50.00	
	Areia		30.00-50.00			10.00-50.00	
Su	Argila		20.00-40.00	22.00-32.00		50.00-80.00	
	Areia		20.00-40.00	33.00		50.00-80.00	
φ	Argila			9.00-21.00	7.00-26.00	7.00-12.00	
	Areia			9.00	3.00-8.00	7.00-12.00	
γ	Argila		1.00-10.00		5.00	3.00-7.00	
	Areia		1.00-10.00	7.00-9.00	5.00	3.00-7.00	
M	Argila						13.00-29.00
	Areia						13.00-29.00
λ	Argila						34.00
	Areia						23.00
κ	Argila						39.00
	Areia						25.00-27.00
e <sub>0</sub>	Argila					10.00-20.00	
	Areia					10.00-20.00	

<sup>(1)</sup> – Obtidos para solos de Cuba, <sup>(2)</sup> – Tomados de 15 fontes internacionais (1966 - 2000), <sup>(3)</sup> – Obtidos para solos de Bogotá-Colômbia.

Os valores do (COV) considerados para cada tipo de solo (argila ou areia) foram estimados baseados em seus valores médios segundo dados obtidos na literatura.

Na Tab. 4.8 são mostrados os valores correspondentes ao (COV), parâmetro geotécnico e desvio padrão (S), considerados ao utilizar o modelo de Mohr-Coulomb. Foi considerado um primeiro modelo (MC-C) correspondente a um solo coesivo-friccional, tipo argila-arenosa, de modo que a parcela de atrito também pudesse ser avaliada na argila; um segundo modelo (MC-φ), correspondente a um solo friccional, tipo areia-siltosa sem coesão,

apenas avaliando o componente de atrito, nesse caso correspondente a um solo artificial com 50% de Fire Clay e 50% de Florida Zircon Sand e um terceiro e quarto modelos (MC-C-Unb e MC- $\phi$ -Unb), correspondente à argila porosa de Brasília, considerando que ela possa se comportar como argila ou como areia, respectivamente (Desai & Siriwardane, 1984), (Guimarães, 2002).

Tabela 4.8. Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb. Solo-1 (MC-C), Solo-2 (MC- $\phi$ ) y Solo-4 (MC-Unb).

Solo Predominantemente Coesivo Ex: 10-4 (Desai & Siriwardane, 1984)			
Parâmetro	COV (%)	MC-C	S
E (kPa)	33,00	<b>207000</b>	68310
v	22,00	<b>0,30</b>	0,066
c (kPa)	31,23	<b>69,00</b>	21,549
$\phi$ (°)	13,67	<b>20,00</b>	2,734
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,00	<b>18,00</b>	0,900
Solo Predominantemente Friccional Ex: 11-6 (Desai & Siriwardane, 1984)			
Parâmetro	COV (%)	MC- $\phi$	S
E (kPa)	20,00	<b>27600</b>	5520
v	7,00	<b>0,35</b>	0,025
$\phi$ (°)	8,00	<b>33,00</b>	2,640
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,75	<b>18,00</b>	1,035
Solo Brasilia considerado como Argila (Guimarães, 2002)			
Parâmetro	COV (%)	MC-C-Unb	S
E (kPa)	33,00	<b>10000</b>	3300
v	22,00	<b>0,35</b>	0,077
c (kPa)	31,23	<b>23,00</b>	7,183
$\phi$ (°)	13,67	<b>33,00</b>	4,511
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,00	<b>16,30</b>	0,815
Solo Brasilia considerado como Areia (Guimarães, 2002)			
Parâmetro	COV (%)	MC- $\phi$ -Unb	S
E (kPa)	20,00	<b>10000</b>	2000
v	7,00	<b>0,35</b>	0,025
c (kPa)	35,00	<b>23,00</b>	8,050
$\phi$ (°)	8,00	<b>33,00</b>	2,640
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,75	<b>16,30</b>	0,937

Na Tab. 4.9 são mostrados os valores médios correspondentes ao (COV), parâmetro geotécnico e desvio padrão (S), considerados ao utilizar o modelo de Cam-Clay. Foi considerado um quinto modelo (CC-C) correspondente a um solo coesivo, tipo argila “London Clay”, avaliando-se também o componente de atrito; um sexto modelo (CC- $\phi$ ), correspondente ao mesmo segundo modelo avaliado anteriormente, para o qual se contava com os parâmetros tanto para o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, quanto para o modelo

constitutivo de Cam-Clay; e um sétimo e oitavo modelos (CC-C-Unb e CC- $\phi$ -Unb) correspondente à argila porosa de Brasília, considerando que ela possa se comportar como argila ou como areia, respectivamente (Schofield & Wroth, 1968), (Desai & Siriwardane, 1984), (Guimarães, 2002).

Tabela 4.9. Parâmetros do modelo Cam-Clay. Solo-3 (CC-C), Solo-2 (CC-  $\phi$ ) y Solo-4 (CC-Unb).

Solo Predominantemente Coesivo London Clay (Schofield & Wroth, 1968)			
Parâmetro	COV (%)	CC-C	S
v	22,00	<b>0,30</b>	0,066
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,00	<b>18,00</b>	0,900
M	13,67	<b>0,888</b>	0,121
$\lambda$	34,00	<b>0,161</b>	0,055
$\kappa$	39,00	<b>0,062</b>	0,024
e <sub>0</sub>	15,00	<b>1,96</b>	0,294
Solo Predominantemente Friccional Ex: 11-6 (Desai & Siriwardane, 1984)			
Parâmetro	COV	CC- $\phi$	S
v	7,00	<b>0,35</b>	0,025
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,75	<b>18,00</b>	1,035
M	8,00	<b>1,33</b>	0,106
$\lambda$	23,00	<b>0,11</b>	0,025
$\kappa$	26,00	<b>0,001</b>	0,00026
e <sub>0</sub>	15,00	<b>0,65</b>	0,098
Solo Brasília considerado como Argila (Guimarães, 2002)			
Parâmetro	COV	CC-C-Unb	S
v	22,00	<b>0,35</b>	0,025
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,00	<b>16,30</b>	0,937
M	13,67	<b>1,00</b>	0,106
$\lambda$	34,00	<b>0,21</b>	0,048
$\kappa$	39,00	<b>0,0065</b>	0,00169
e <sub>0</sub>	15,00	<b>1,35</b>	0,203
Solo Brasília considerado como Areia (Guimarães, 2002)			
Parâmetro	COV	CC- $\phi$ -Unb	S
v	7,00	<b>0,35</b>	0,025
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5,75	<b>16,30</b>	0,937
M	8,00	<b>1,00</b>	0,106
$\lambda$	23,00	<b>0,21</b>	0,048
$\kappa$	26,00	<b>0,0065</b>	0,00169
e <sub>0</sub>	15,00	<b>1,35</b>	0,203

Foram analisados a mesma quantidade de modelos como parâmetros foram considerados variáveis, além do modelo de referência para o qual foram considerados todos os parâmetros com seus valores médios. Para o modelo de Mohr-Coulomb considerou-se uma variação de apenas +10% para cada parâmetro (17 modelos) e para o modelo de Cam-Clay variou-se  $\pm 10\%$  cada parâmetro (39 modelos), para um total de 56 modelos analisados.

#### 4.2.4 Resultados do estudo de sensibilidade

Uma vez rodados todos os casos de análises, variando os parâmetros estudados para cada modelo constitutivo, puderam ser determinados os parâmetros de maior peso ou influência, no comportamento de uma estaca carregada lateralmente para diferentes níveis de cargas. Na Fig. 4.9 são mostrados os pontos de controle de deslocamentos obtidos das curvas Carga vs Deslocamento nos quais foi realizado o estudo de sensibilidade. Eles correspondem a 1%, 5%, 10% e 40% do diâmetro da estaca, respectivamente.

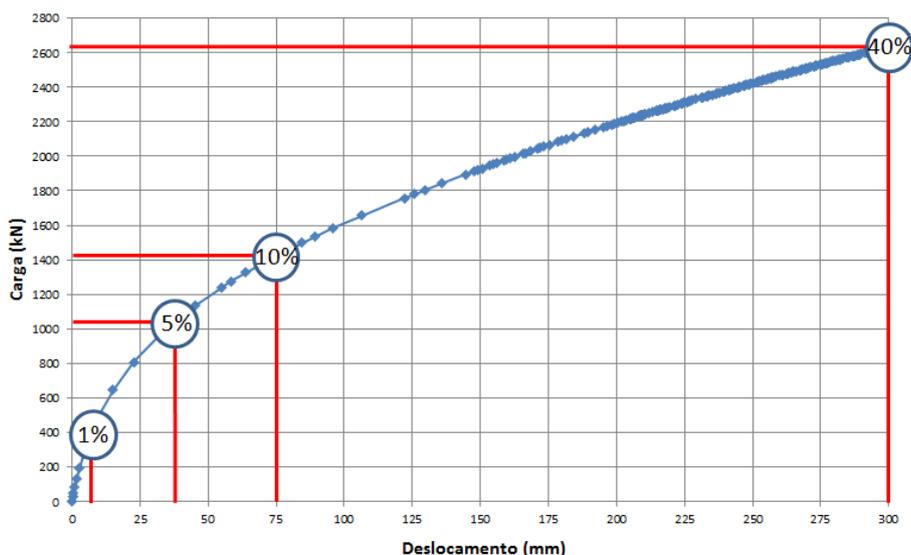


Figura 4.9. Pontos de controle dos deslocamentos.

##### 4.2.4.1 Resultados para os solos de regiões temperadas

À continuação são mostrados na Fig. 4.10 e Fig. 4.11 os resultados obtidos para os solos de regiões temperadas, correspondentes às porcentagens de influência que apresenta cada parâmetro, em função do nível de carga correspondentes a cada ponto de controle. A legenda é apresentada pela direita, na mesma ordem em que aparecem os parâmetros, de cima para baixo.

É muito importante esclarecer que os valores obtidos dependem diretamente da quantidade de parâmetros ou variáveis independentes avaliadas; ou seja, caso um número diferente de variáveis tivesse sido avaliado, os resultados também teriam sido diferentes, embora a resposta qualitativa seja a mesma.

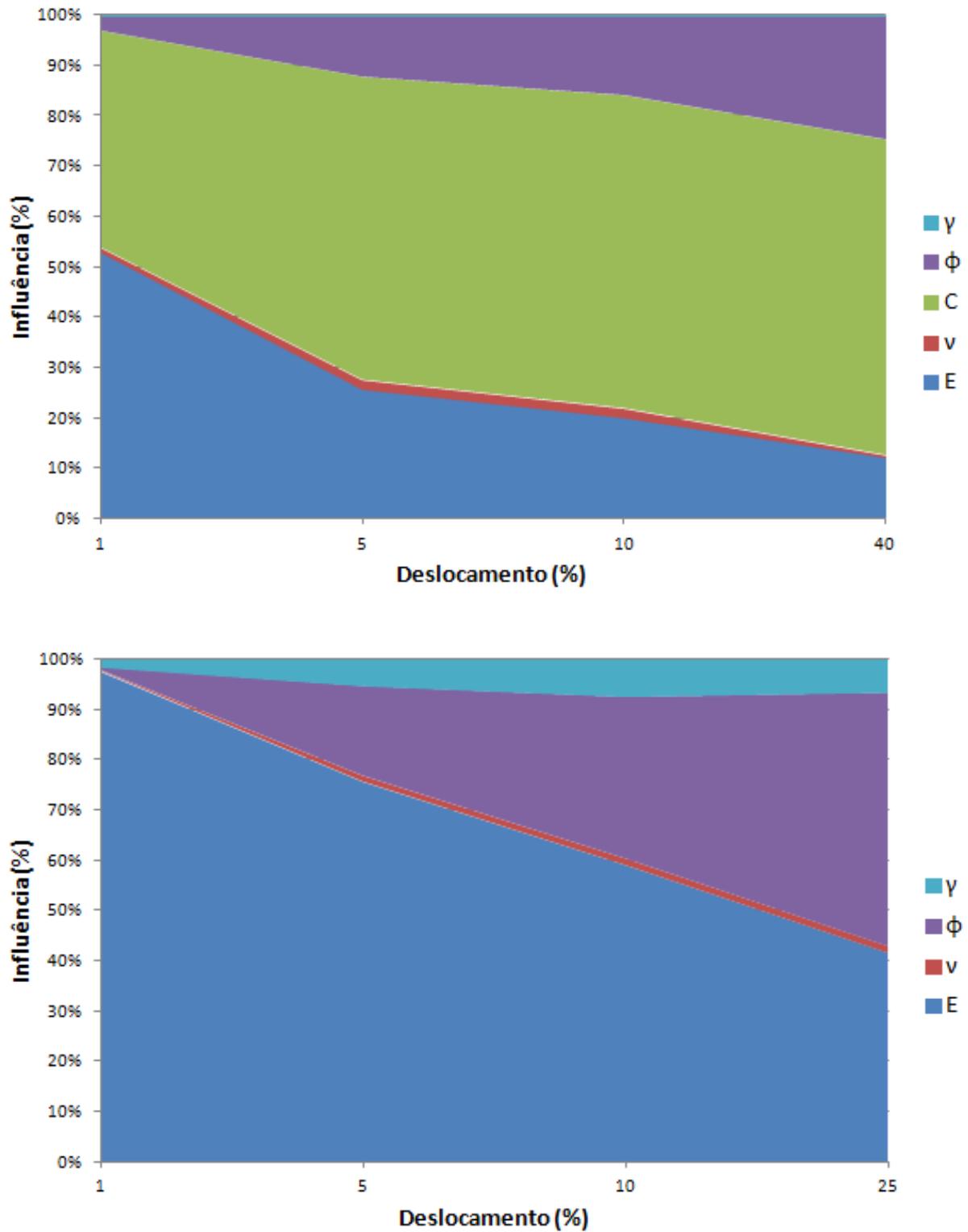


Figura 4.10. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (MC-C) e (MC- $\phi$ ).

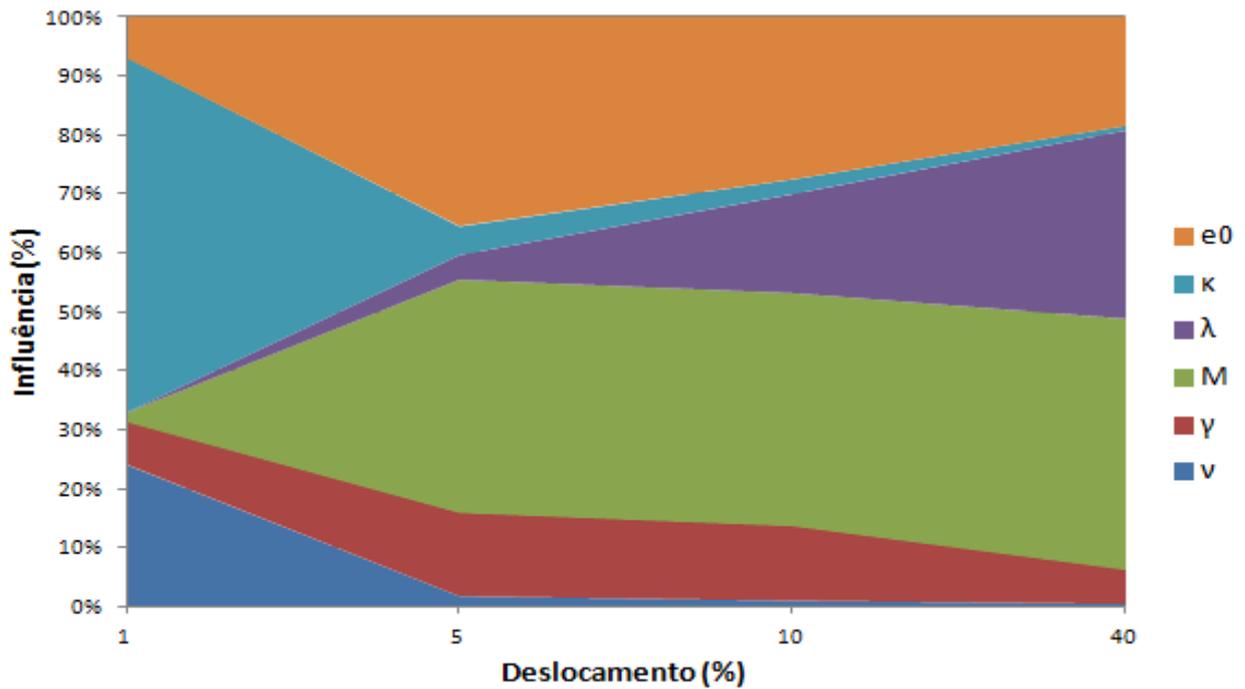
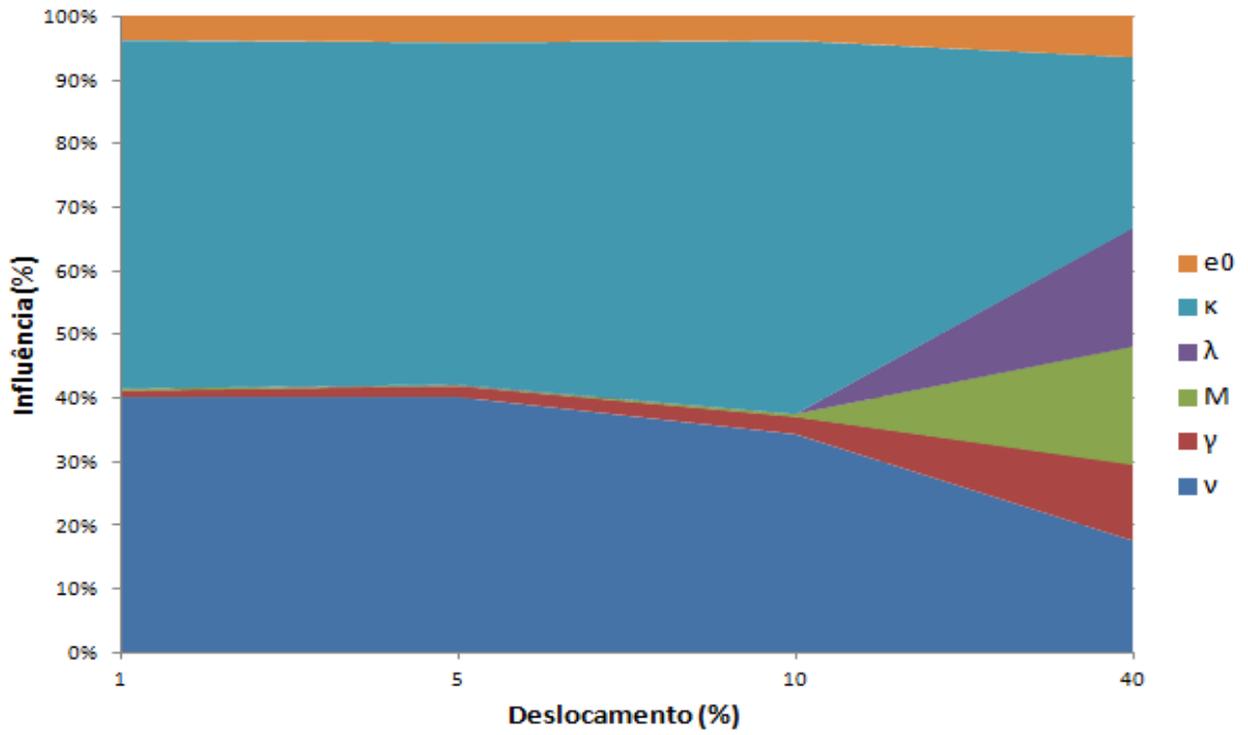
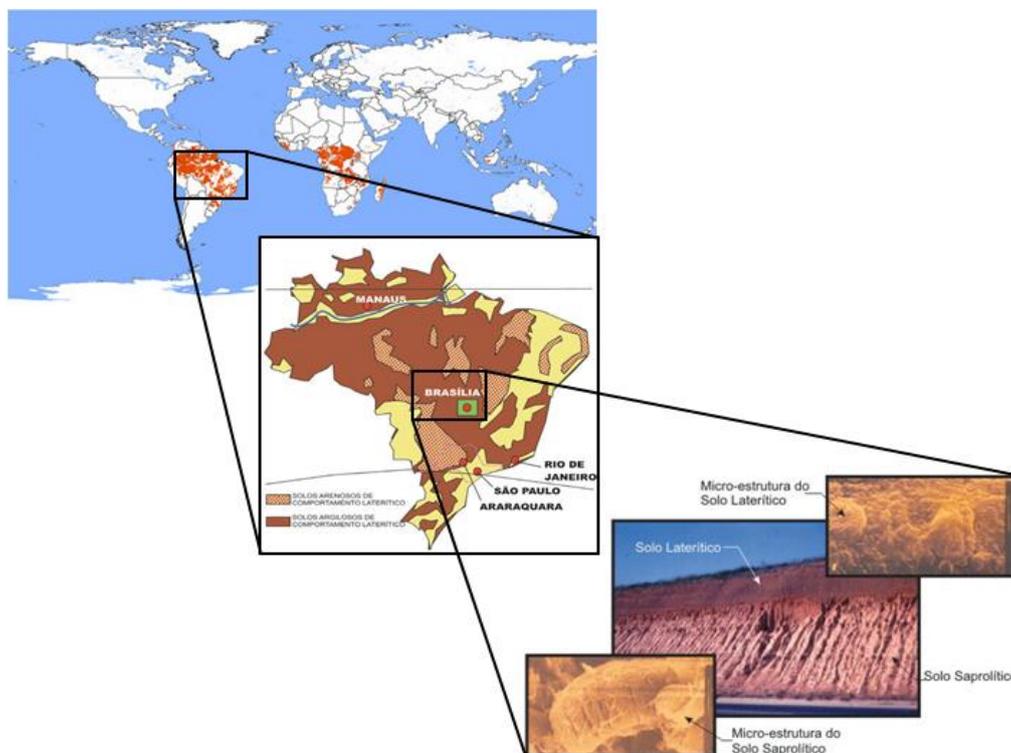


Figura 4.11. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (CC-C) e (CC-φ).

#### 4.2.4.2 Resultados para o solo tropical de Brasília

O solo de Brasília é um solo residual laterítico, rico em óxido de ferro, devido ao intemperismo e à decomposição da rocha-mãe num saprólito ou solo saprolítico até chegar a tornar-se num solo laterítico, Fig. 4.12. Diversas campanhas de ensaios de laboratório e de campo (SPT, CPT, DMT, PMT, entre outros), têm sido realizadas, resultando numa ampla caracterização geológica e geotécnica, Camapum de Carvalho (1994, 1998), Cardoso (1995), Pastore, (1996), Araki (1997), Luna (1997), Perez (1997), Jardim (1998), Peixoto (1999), Mota et al. (2000), Guimarães (2002), Cunha et al. (1999, 2002), permitindo a determinação de todos os parâmetros geotécnicos necessários para abordar o presente estudo (Sales, 2000), (Guimarães, 2002), (Cunha et al., 2002).



4.12. Distribuição dos solos tropicais no mundo e no Brasil. Formação e estrutura.

O comportamento da fase sólida tem sido avaliado principalmente pela curva granulométrica e por microscopia eletrônica e o comportamento da fase líquida tem sido avaliado principalmente pelo volume armazenado nos poros e pelo volume de vapor de água. Esse solo pode ser classificado como argila, quando é utilizado defloculante, ou como areia se ele não for utilizado. Em muitos casos as frações de tamanhos de argilas estão aglutinadas formando pacotes, mascarando-se como grãos de areia se não forem defloculadas (Cordão-Neto, 2013).

Como característica distintiva, o solo tropical de Brasília apresenta curvas granulométricas bem diferentes com e sem a utilização de defloculante. Conforme o expressado por Guimarães & Camapum de Carvalho (1996), as diferenças indicam o alto nível de agregação de argila ou partículas cimentadas pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio ou por ponte de argila que se unem formando pacotes.

Para o caso do solo anteriormente descrito, correspondente ao Distrito Federal e por causa da formação tropical, estado não saturado e poroso (índice de vazio muito alto), com comportamento colapsível quando submetido a variações no estado de tensão e saturação, os resultados alcançados foram consequentes com o comportamento desse tipo de solo, apresentando os parâmetros geotécnicos valores intermediários, em relação aos obtidos para os solos convencionais não tropicais que foram avaliados, característico do comportamento tropical não saturado, tendo uma microestrutura como argila e uma macroestrutura como areia.

À continuação na Fig. 4.13 e Fig. 4.14 são mostrados os resultados obtidos para o solo tropical de Brasília, correspondente às porcentagens de influência que apresenta cada parâmetro em função do nível de carga correspondentes a cada ponto de controle. A legenda é apresentada pela direita na mesma ordem em que aparecem os parâmetros, de cima para baixa.

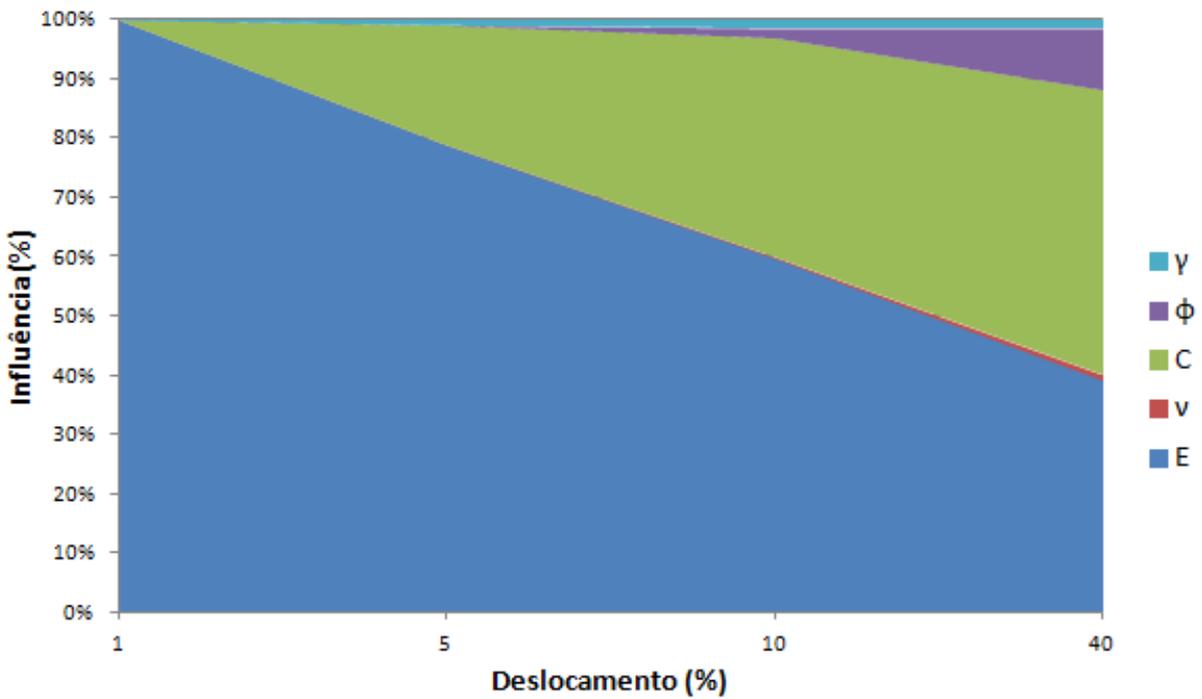
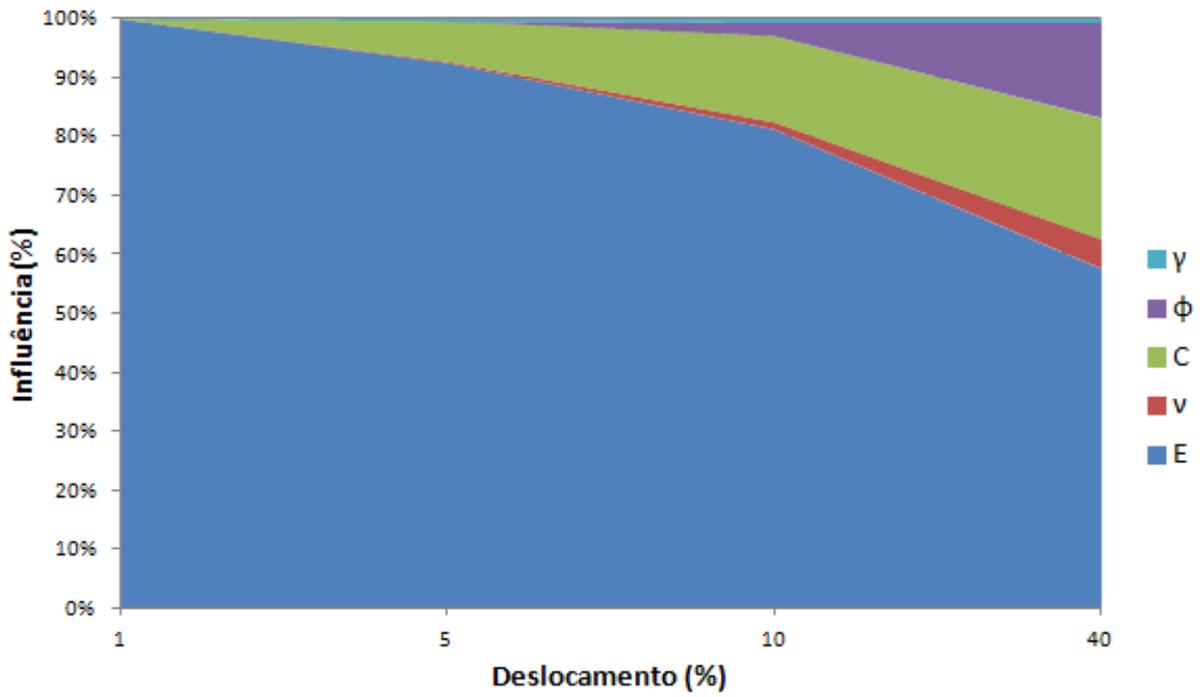


Figura 4.13. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (MC-C-Unb) e (MC- $\phi$ -Unb).

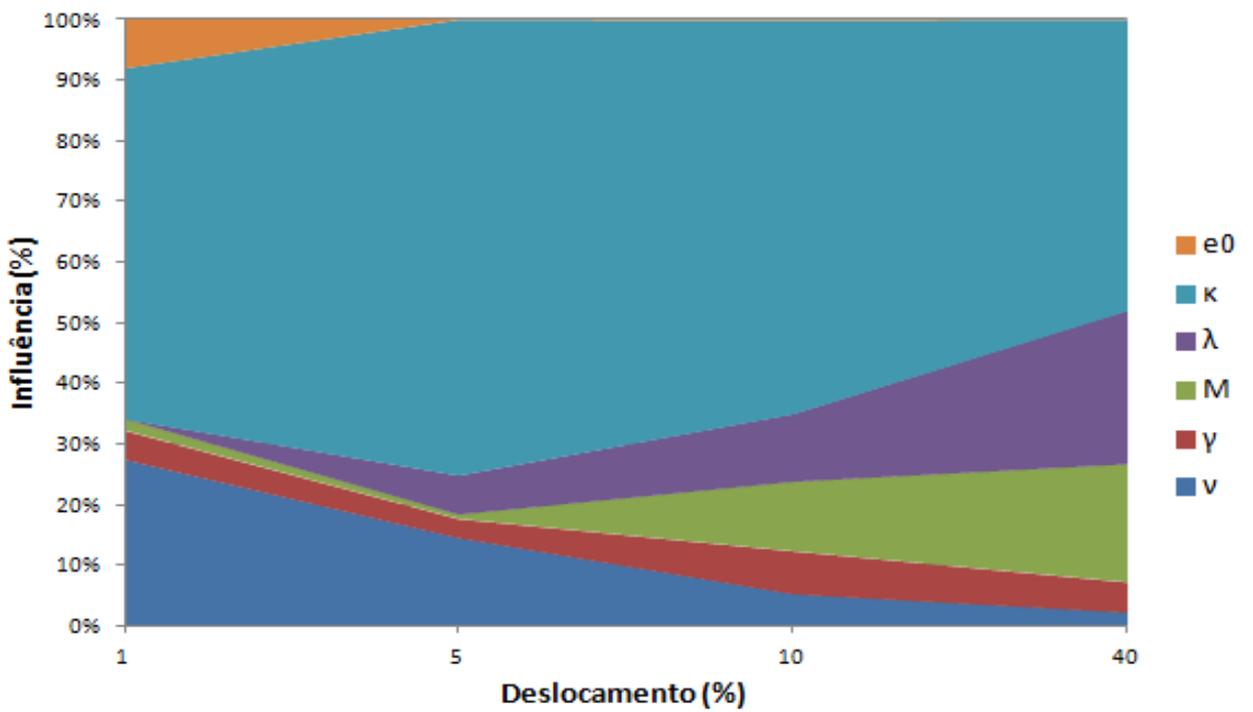
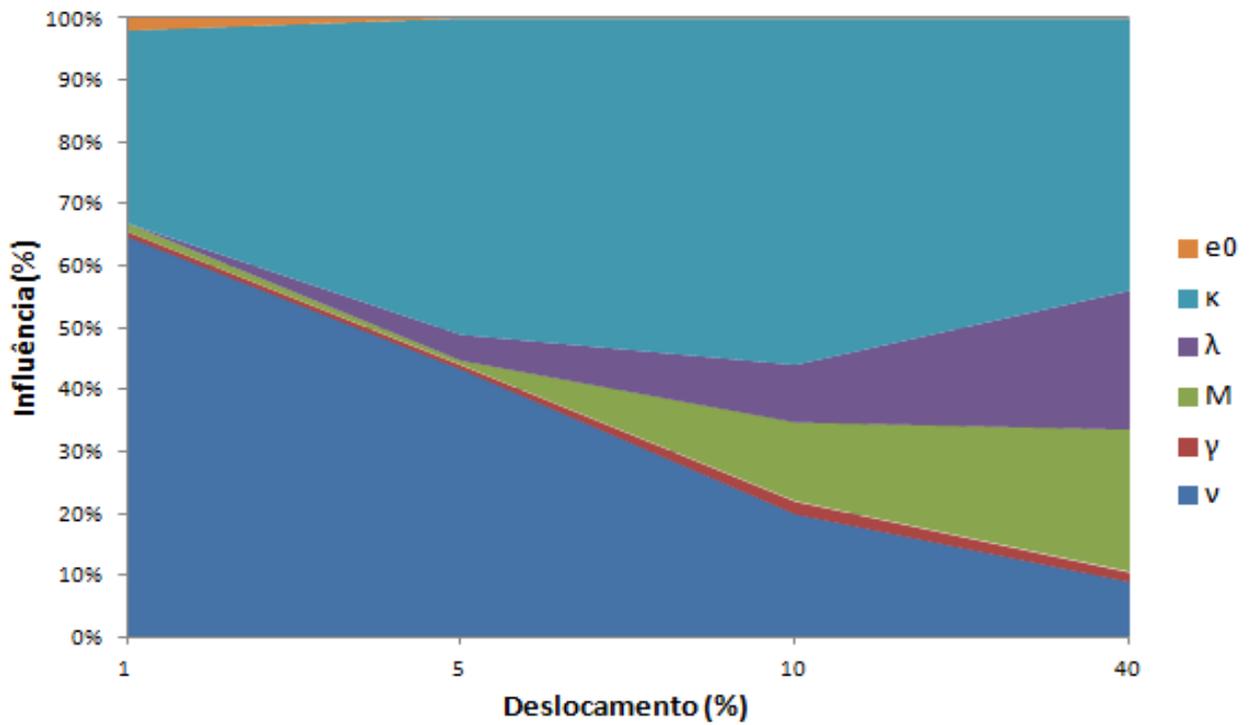


Figura 4.14. Influência dos parâmetros geotécnicos em função do deslocamento relativo da estaca. Modelos (CC-C-Unb) e (CC- $\phi$ -Unb).

Até aqui se mostra a importância relativa de cada um dos parâmetros estudados. Note-se como em função do tipo de solo, as parcelas correspondentes ao módulo de elasticidade ( $E$ ), coesão ( $c$ ) e atrito ( $\phi$ ) foram as mais importantes ao utilizar o modelo de Mohr-Coulomb; analogamente, as parcelas correspondentes a ( $\kappa$ ), ( $\nu$ ), ( $M$ ) e ( $\lambda$ ), foram as mais importantes ao utilizar o modelo de Cam-Clay.

#### 4.2.5 Conclusões parciais do estudo de sensibilidade

Uma vez concluído o estudo de sensibilidade, é possível abordar às seguintes conclusões parciais ou recomendações gerais em relação à influência que exercem os parâmetros geotécnicos no comportamento de uma estaca isolada carregada lateralmente:

1. O módulo de elasticidade ( $E$ ) no modelo de (MC), bem como a inclinação da linha de re-compressão ( $\kappa$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) no modelo de (CC), influem predominantemente na capacidade de carga da estaca para o primeiro ponto de controle dos deslocamentos, para o qual o solo está pouco deformado. É validado nesse estado o comportamento linear-elástico do solo e a influência marcada dos parâmetros que definem seu comportamento elástico;
2. A coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ) no modelo de (MC), bem como a inclinação da linha de estado crítico ( $M$ ) no plano ( $p'$  vs  $q$ ), a inclinação da linha de re-compressão ( $\kappa$ ) e a inclinação da linha de estados críticos ( $\lambda$ ) no plano ( $\ln p'$  vs  $e_0$ ) no modelo de (CC), influem predominantemente na capacidade de carga da estaca para o último ponto de controle dos deslocamentos, para o qual o solo está muito deformado. É validado nesse estado o comportamento não linear elasto-plástico do solo e a influência marcada dos parâmetros que definem seu comportamento plástico;
3. Os pontos intermediários representam estados de transição do comportamento linear-elástico ao comportamento não linear elasto-plástico, obtendo-se progressivamente uma diminuição da influência dos parâmetros que definem o comportamento elástico e um aumento da influência dos parâmetros que definem o comportamento plástico, ao aumentar o deslocamento da estaca;
4. A inclinação da linha de estado crítico ( $M$ ) no plano ( $p'$  vs  $q$ ) apresenta maior influência para um solo friccional que para um solo coesivo, diminuindo sua influência para este último na medida em que aumenta o coeficiente de Poisson do solo. Pelo contrário, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) apresenta maior influência para um

- solo coesivo que para um solo friccional, aumentando sua influência na medida em que também aumenta seu valor;
5. Para um solo predominantemente coesivo, a maior influência foi dos parâmetros: ( $\kappa$ ) e ( $v$ ) para valores de deslocamentos pequenos, até 5-10% do diâmetro da estaca e dos parâmetros: ( $M$ ), ( $\kappa$ ) e ( $\lambda$ ) para valores de deslocamentos elevados, maiores a 20-40% do diâmetro da estaca;
  6. Para um solo predominantemente friccional, a maior influência foi dos parâmetros: ( $\kappa$ ) e ( $v$ ) para valores de deslocamentos bem pequenos, até 1% de diâmetro da estaca e dos parâmetros: ( $M$ ) e ( $\lambda$ ) para valores de deslocamentos maiores a 5-10% do diâmetro da estaca;
  7. Para o solo tropical de Brasília, os parâmetros geotécnicos apresentaram valores intermediários, em relação aos solos coesivos e friccionalis convencionais que foram avaliados.

Na Tab. 4.10 é apresentada a ordem de influência dos diferentes parâmetros do solo, de maneira decrescente, ou seja os parâmetros de maior influência correspondem ao número 1 e os de menor influência ao número 5. Os resultados são mostrados em função do modelo constitutivo; (MC) ou (CC); o tipo de solo, predominantemente coesivo (c) ou predominantemente friccional ( $\phi$ ); e o estado do solo elástico (e) ou elasto-plástico (ep).

Tabela 4.10. Ordem da influência dos parâmetros do modelo (MC) e (CC).

MC					CC				
Inf	c		$\phi$		Inf	c		$\phi$	
	e	ep	e	ep		e	ep	e	ep
1	E	c	E	$\phi$	1	$\kappa$ (*)	M	$\kappa$	M
2	c	$\phi$	$\phi$	E	2	v	$\kappa$	v	$\lambda$
3	$\phi$	E	$\gamma$	$\gamma$	3	$e_0$	v	M	$e_0$
4	v	v	v	v	4	$\gamma$	$\lambda$ (**)	$e_0$	$\gamma$
5	$\gamma$	$\gamma$	-	-	5	M	$\gamma$	$\gamma$	$\kappa$
					6	$\lambda$	$e_0$	$\lambda$	v

(\*) Pode descer até um nível para: ( $v \geq 0.4$ )

(\*\*) Pode descer até dois níveis para: ( $v \geq 0.4$ )

### **4.3 MODELAGEM DE PROVAS DE CARGAS UTILIZANDO O MODELO DE DANO PLÁSTICO**

Para o caso de estacas flexíveis de concreto, o modelo constitutivo linear-elástico não é adequado para modelar esse tipo de material frágil, tão fortemente influenciado pelo fenômeno da fissuração, impedindo reproduzir seu comportamento até a ruptura. Ao enfrentar o problema desde o ponto de vista de modelação numérica, se requer de um modelo realista que incorpore como foi visto anteriormente, o comportamento do concreto, considerando a fissuração e a degradação da rigidez, combinando a teoria da plasticidade com o M.E.F. Um modelo capaz de juntar todos esses ingredientes é o Modelo de Dano Plástico (Concrete Damaged Plasticity). O mesmo considera os fenômenos mais importantes do concreto, baseados nos princípios teóricos do modelo de Mohr-Coulomb modificado. Sendo, além disso, criado para estudar os efeitos de danos irreversíveis associados aos mecanismos de falhas que ocorrem no concreto (Bonilla, 2008).

#### **4.3.1 Modelo de dano plástico em estacas de concreto**

Para a definição do Modelo de Dano Plástico (CDP) as curvas de comportamento do concreto em tração e compressão devem ser introduzidas, sendo obtidas a partir de ensaios uniaxiais. Em Lee & Fenves (1998), Pijaudier-Cabot & Mazars (2001), Bonilla (2008), Wahalathantri et al. (2011), Chaudhari & Chakrabarti (2012) e aplicado o Modelo de Dano Plástico para resolver vários problemas e várias curvas e parâmetros de danos para diferentes resistências de concretos são propostas. Considerando os trabalhos de Broche (2005) foi fixado para o concreto um valor de ângulo de atrito interno de  $32,50^\circ$  e um ângulo de dilatância de  $15,00^\circ$ .

Esse modelo encontra-se no programa ABAQUS (Simulia, 2010), utilizado nesta pesquisa para abordar as diferentes modelagens numéricas. Utilizando esta poderosa ferramenta foram modeladas as estacas de concreto armado. Para o concreto foram utilizados elementos sólidos tipo (C3D6) e para o aço de reforço foram utilizados elementos lineares tipo Truss (C3D2). O aço foi embebido e acoplado ao concreto sem deslocamento relativo através do comando EMBEDDED.

Para evitar problemas de convergência numérica (Bonilla, 2008) e ABAQUS (Simulia, 2010) recomendam introduzir o comportamento do concreto em compressão através de uma lei tipo Tensão vs Deformação e o comportamento em tração por meio de uma lei tipo Tensão vs Deslocamento, deixando que o próprio programa determine os parâmetros de dano

necessários em cada caso. Na Fig. 4.15 é mostrada a interpretação e evolução do dano, começando pela plastificação, seguido da fissuração e acabando na fratura: a) por mecânica do meio contínuo, e b) por mecânica de dano.

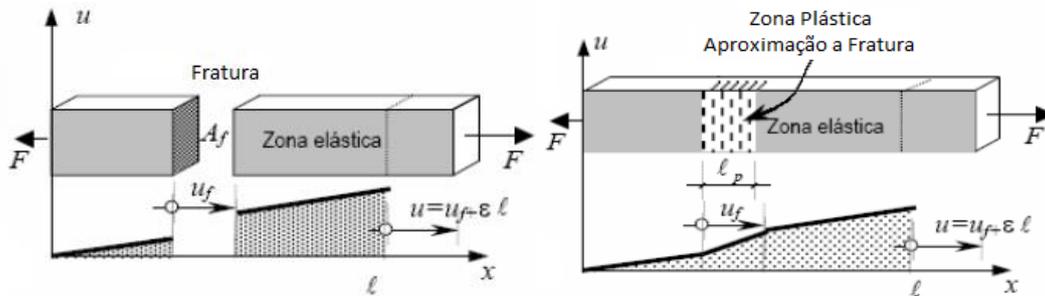


Figura 4.15. Esquema uniaxial simplificado da interpretação do dano. a) Por mecânica do meio contínuo b) Por mecânica do dano (modificado - Bonilla, 2008).

### 4.3.2 Prova de carga em estaca de concreto sem aço de reforço

Foi considerado importante estudar a influência do aço de reforço na modelagem das provas. Para isso, a estaca de concreto foi modelada inicialmente sem aço, considerando duas resistências de concreto. Em ambos os casos, a falha da seção foi frágil, ao não levar em consideração a ductilidade que é conferida pelo aço. Conforme mostrado na Fig. 4.16, foi impossível representar a prova de carga para toda a faixa dos carregamentos.

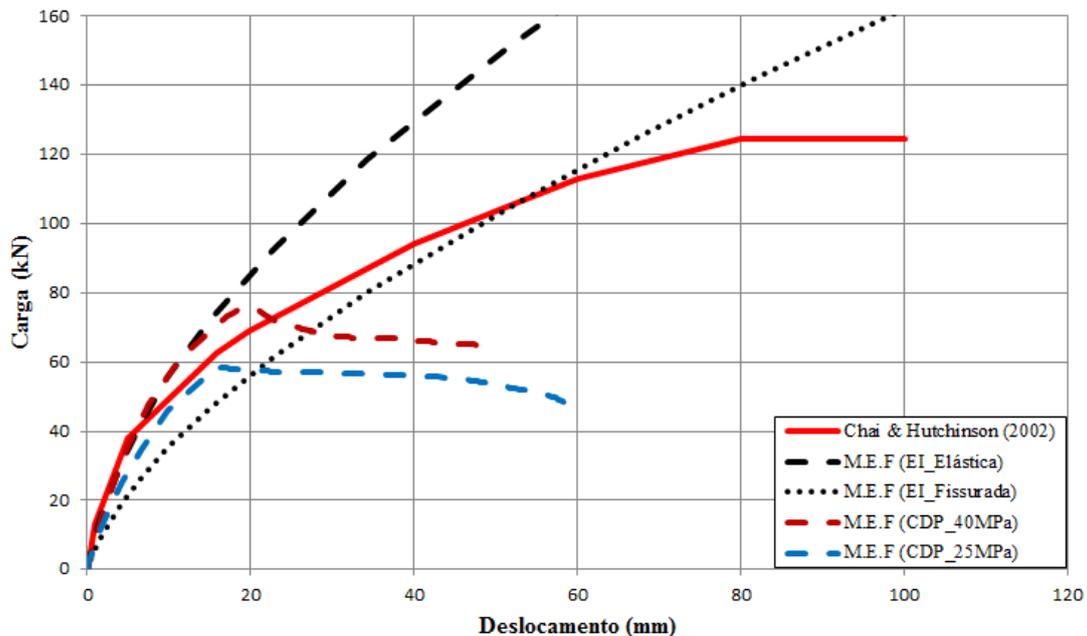


Figura 4.16. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) sem aço de reforço.

Ao considerar o Modelo de Dano Plástico para o concreto de 25MPa, o comportamento da estaca foi muito semelhante ao da prova de carga. As mudanças na inclinação da curva Carga vs Deslocamento mostram a progressão do processo de fissuração e a diminuição de rigidez, captado pelo Modelo de Dano Plástico. A ausência de aço de reforço impossibilitou que a seção da estaca continuasse deformando-se ductilmente, falhando de modo frágil. Para o caso de carregamento horizontal, os elementos estruturais estão sujeitos a esforços de flexão, dessa maneira, ficou evidenciada a necessidade de considerar o aço de reforço na modelagem de estacas de concreto.

### **4.3.3 Provas de carga em estacas de concreto com aço de reforço**

Considerando o Modelo de Dano Plástico para o concreto via (M.E.F) foram simuladas novamente as provas de carga de Price & Wandle (1987), Collotta et al. (1989) e Chai & Hutchinson (2002).

Para modelar o comportamento uniaxial do concreto em compressão e tração, foram consideradas as leis constitutivas e os parâmetros propostos por Bonilla (2008) para diferentes resistências desse material. Para o aço foi considerado um modelo linear-elástico, perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Von Mises, representado por uma lei bilinear com comportamento elástico até a tensão máxima de plastificação.

A seguir, os resultados das provas de cargas são mostrados, considerando para a estaca o Modelo de Dano Plástico com a presença do aço de reforço e para o solo, o modelo de comportamento elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb como definido anteriormente em 3.2.1.1.

Na prova de carga de Price & Wandle (1987), Fig. 4.17, foi considerada uma estaca de 1,50m de diâmetro e 12,50m de comprimento. A resistência do concreto, considerando um corpo de prova cilíndrico, foi fixada em 40MPa. O reforço longitudinal consistiu em 36 barras de 50mm de diâmetro, com resistência ao escoamento de 425MPa e recobrimento de 50mm. O reforço transversal consistiu em estribos de 12mm de diâmetro colocados cada 150mm (Abagnara, 2009).

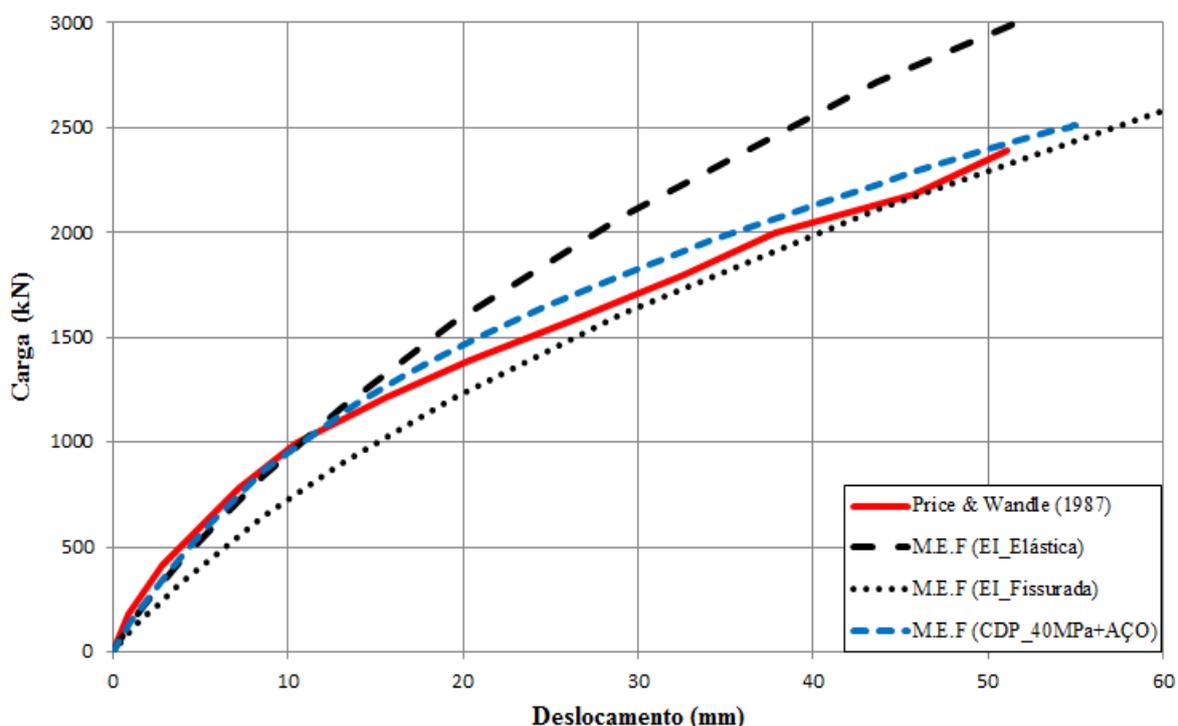


Figura 4.17. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Price & Wandle (1987) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) com aço de reforço.

Na prova de carga de Collotta et al. (1989), Fig. 4.18, foi considerada uma estaca de 1,50m de diâmetro e 11,00m de comprimento. A resistência do concreto, considerando um corpo de prova cilíndrico, foi fixada em 20MPa. O reforço longitudinal consistiu em 22 barras, 11 de 30mm e 11 de 20mm de diâmetro, com resistência ao escoamento de 420MPa e recobrimento de 50mm. O reforço transversal consistiu em estribos de 10mm de diâmetro, colocados cada 300mm (Abagnara, 2009).

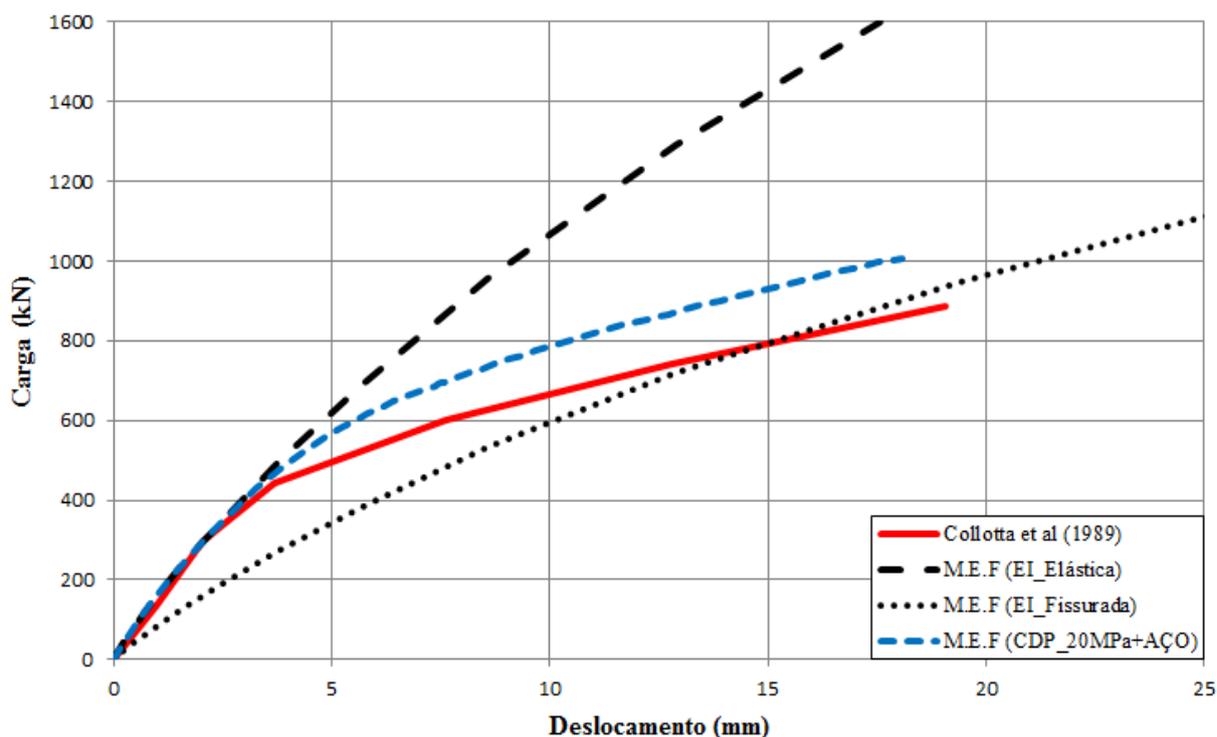


Figura 4.18. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Collotta et al. (1989) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) com aço de reforço.

Na prova de carga de Chai & Hutchinson (2002), Fig. 4.19, foi considerada uma estaca de 0,40m de diâmetro e 5,50m de comprimento. A resistência do concreto, considerando um corpo de prova cilíndrico, foi fixada em 40MPa. O reforço longitudinal consistiu em 7 barras de 22mm de diâmetro, com resistência ao escoamento de 420MPa e recobrimento de 50mm. O reforço transversal consistiu em estribos de 6mm de diâmetro, colocados cada 50mm (Abagnara, 2009).

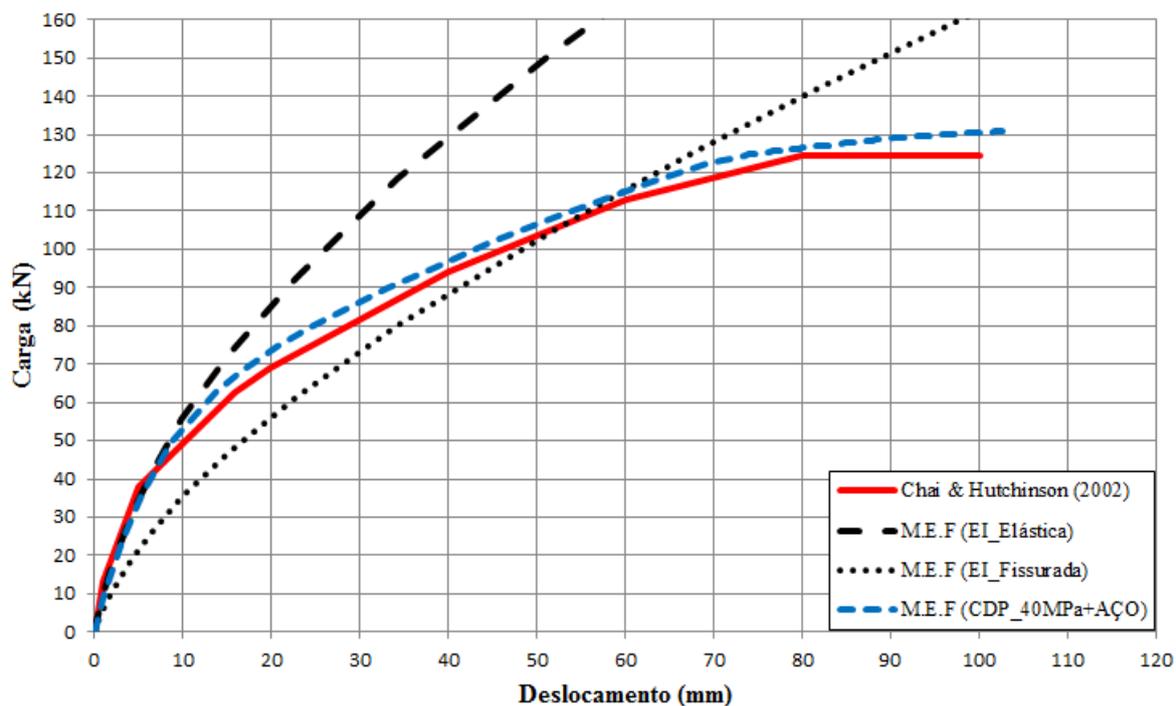


Figura 4.19. Carga vs Deslocamento. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002) considerando o Modelo de Dano Plástico no concreto (CDP) com aço de reforço.

Na Fig. 4.20 e Fig. 4.21 são mostradas a deformada da estaca e a distribuição das tensões horizontais mobilizadas no solo, para toda a profundidade, considerando para a estaca o modelo de comportamento Linear-Elástico e ou modelo de Dano Plástico.

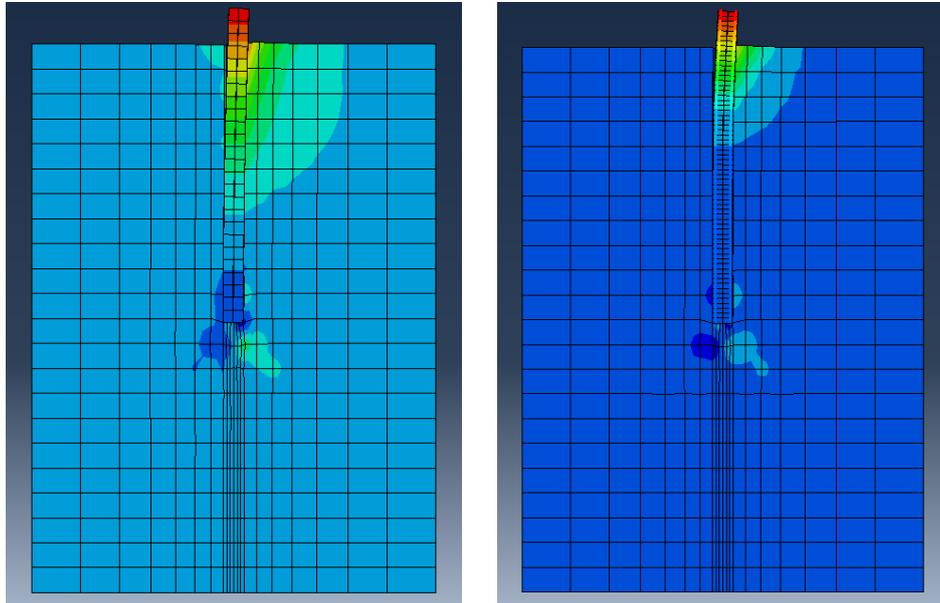


Figura 4.20. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). Deslocamento horizontal.

a) Modelo Linear-Elástico. b) Modelo Dano Plástico.

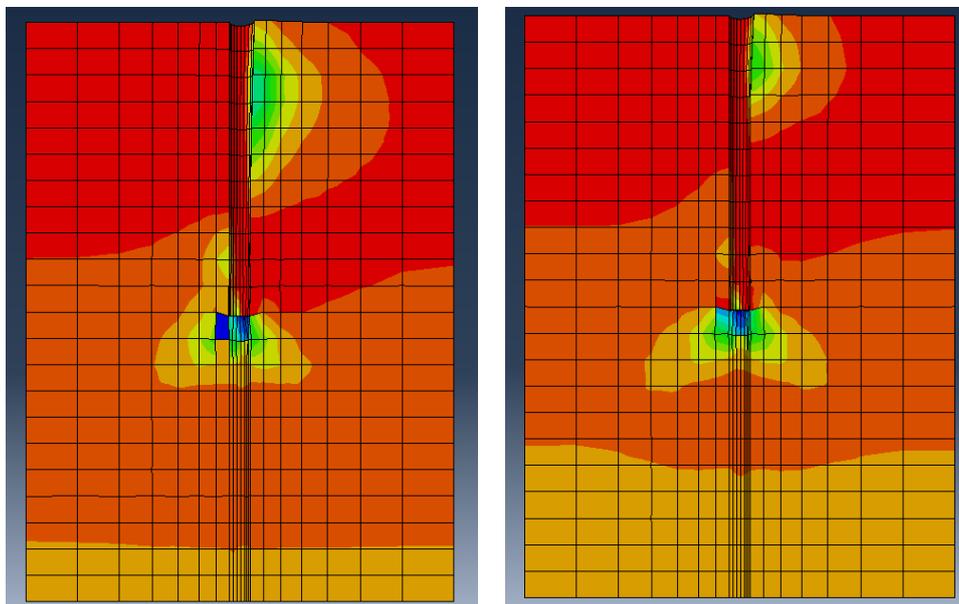


Figura 4.21. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). Tensões horizontais mobilizadas.

a) Modelo Linear-Elástico. b) Modelo Dano Plástico.

Na Fig. 4.22 são mostradas a deformada da estaca em profundidade e a distribuição das tensões horizontais mobilizadas no solo. Note-se como o ponto de inflexão em relação ao topo da estaca, está próximo a 3,0m (7,5D) de profundidade para a estaca com modelo de dano plástico e um pouco mais profundo a 4,5m (11,25D) para a estaca com modelo linear-elástico.

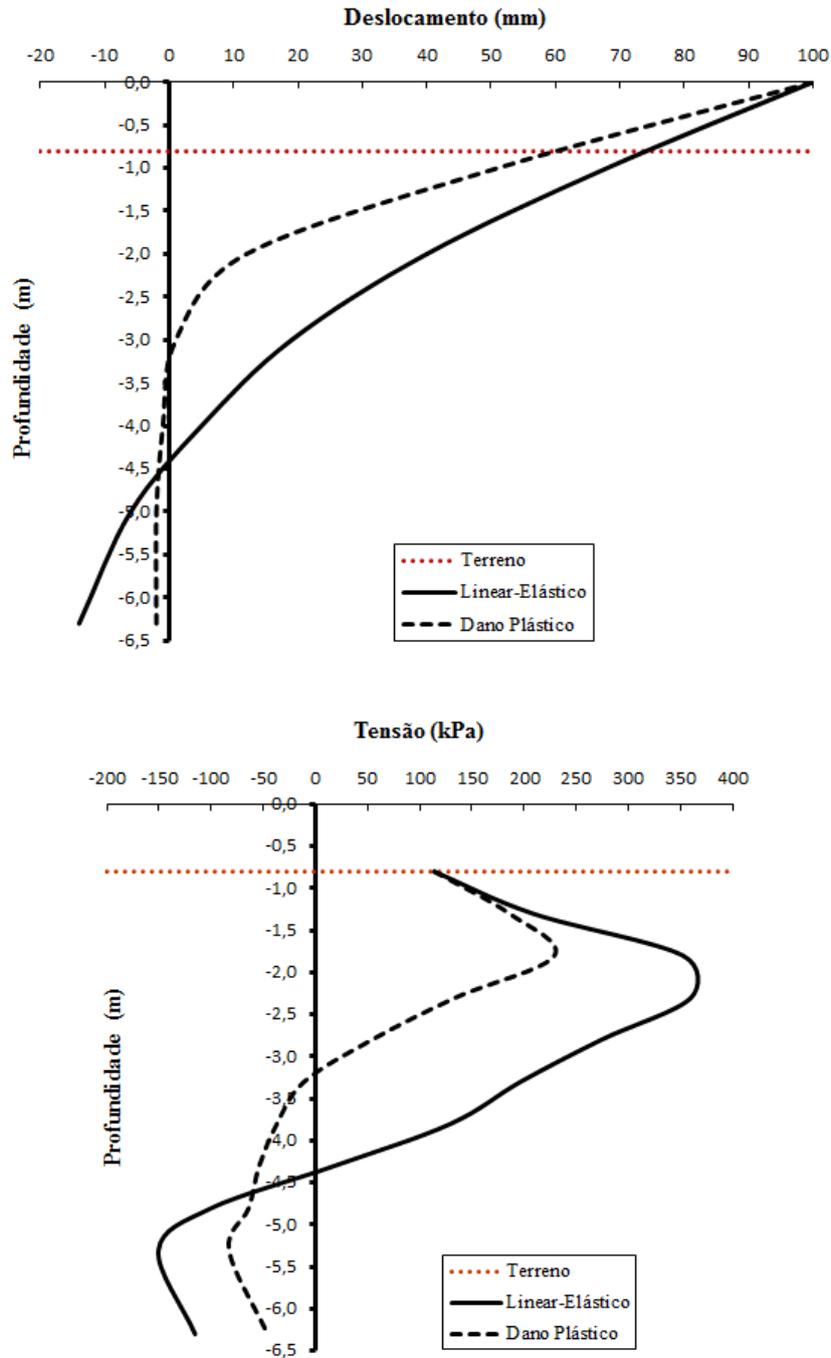


Figura 4.22. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). a) Deformada da estaca. b) Resistência horizontal mobilizada do solo.

Na Fig. 4.23 são mostrados os esforços de momento fletor e cisalhamento da estaca em profundidade. Note-se como o momento máximo em relação ao topo da estaca, está aproximadamente a 1,75m (4,4D) ao considerar o modelo de dano plástico e aproximadamente a 2,5m (6,25D) ao considerar o modelo linear-elástico.

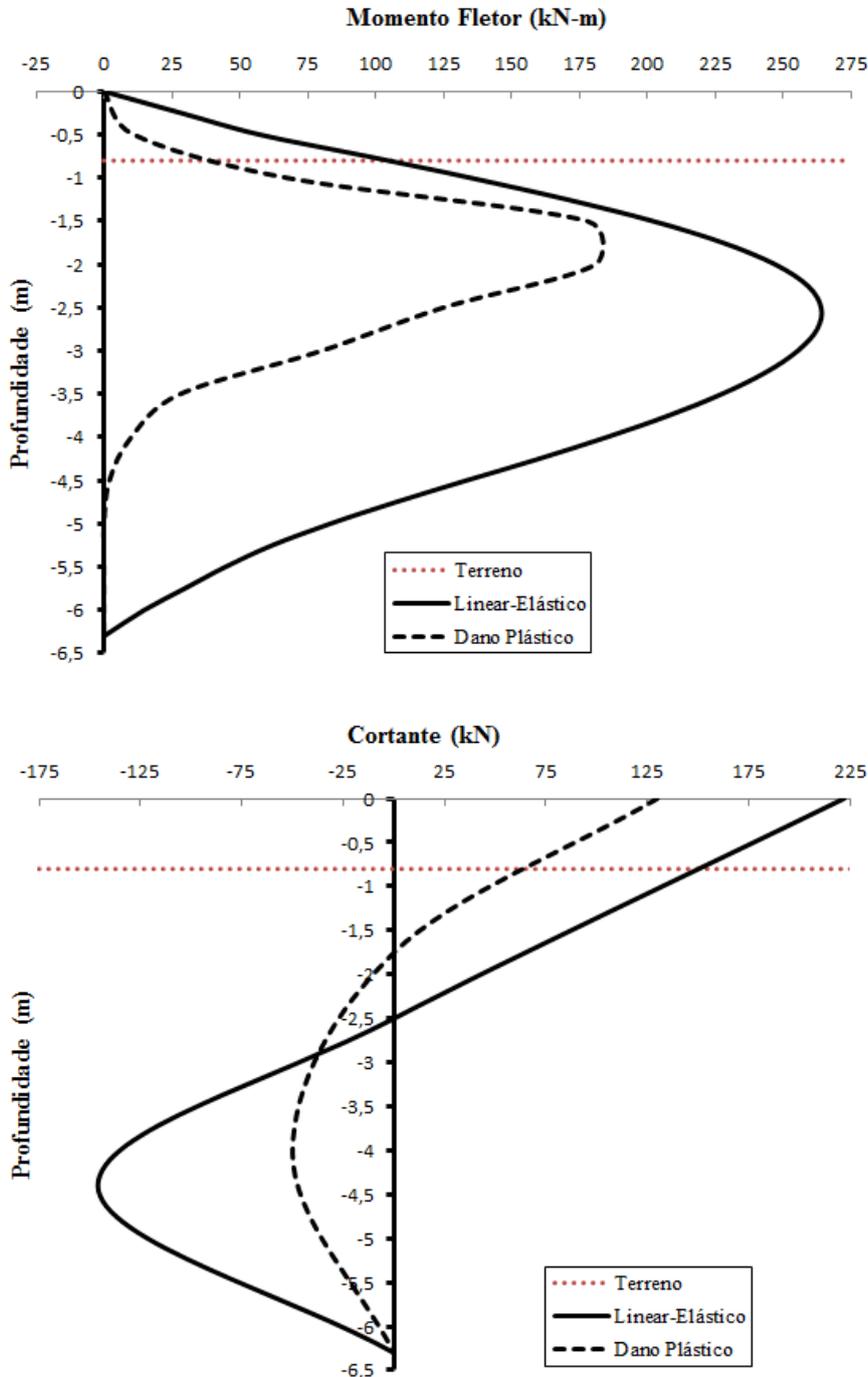


Figura 4.23. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). a) Momento fletor da estaca. b) Esforço de cisalhamento da estaca.

Para o caso da estaca elástica, o momento fletor foi calculado a partir do estado tensional da seção obtido numericamente, considerando o critério geral de Navier. Foram consideradas as tensões máximas das fibras extremas e o princípio de superposição de efeitos. Assim, em cada caso, considerando a ação externa de compressão, foi obtido o valor do momento fletor correspondente. Na Fig. 4.24 é mostrado o estado tensional para a carga de compressão de 445kN da prova e o esforço do momento fletor máximo calculado, correspondente a 264kNm.

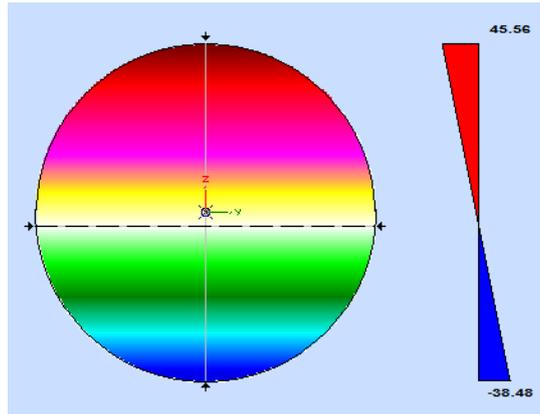


Figura 4.24. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). Estado de tensões elástico:  $P=445\text{kN}$  e  $M_{\text{máx}}=264\text{kNm}$ . (Tensões em MPa).

Para o caso da estaca de concreto, o momento fletor foi calculado a partir da deformação máxima de compressão do concreto obtida numericamente. Considerando o comportamento à flexo-compressão da seção por meio do diagrama Momento vs Curvatura, foi calculado o momento correspondente para cada valor de deformação do concreto, conforme mostrado na Fig. 4.25.

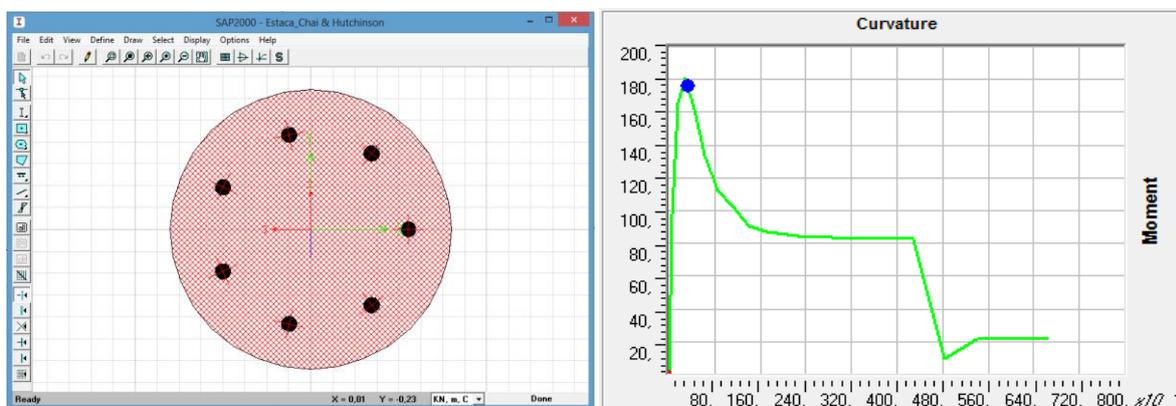


Figura 4.25. Prova de Carga Chai & Hutchinson (2002). a) Seção da estaca com reforço. b) Diagrama (Momento vs Curvatura):  $P=445\text{kN}$  e  $M_{\text{máx}}=181\text{kNm}$ .

Na Tab. 4.11 é mostrado o erro cometido apenas no final de cada prova de carga para o valor de deslocamento indicado. Considerando o modelo de dano plástico, em relação à rigidez elástica o erro cometido diminuiu de 25 a 2% para a prova de Price & Wandle (1987), de 89 a 17% para a prova de Collotta et al. (1989) e de 79 a 5% para a prova de Chai & Hutchinson (2002), Fig. 4.26. Da esquerda à direita estão localizadas as três provas anteriormente mencionadas. O modelo onde foi considerado o dano plástico sempre conseguiu um melhor ajuste e um menor erro médio em relação à prova de carga real.

Tabela 4.11. Erro cometido em função da rigidez considerada em cada prova.

Modelo	Rigidez	Desloc (mm)	Qu (kN)	Erro (%)*
<b>Price &amp; Wandle (1987)</b>				
Linear-Elástico	EI_Elástica	50	2350	0,00
Linear-Elástico	EI_Elástica	50	2939	25,06
Linear-Elástico	EI_Fissurada	50	2291	2,51
Dano Plástico	CDP	50	2394	1,87
<b>Collotta et al (1989)</b>				
Linear-Elástico	EI_Elástica	18	861	0,00
Linear-Elástico	EI_Elástica	18	1627	88,97
Linear-Elástico	EI_Fissurada	18	898	4,30
Dano Plástico	CDP	18	1007	16,95
<b>Chai &amp; Hutchinson (2002)</b>				
Linear-Elástico	EI_Elástica	100	124	0,00
Linear-Elástico	EI_Elástica	100	222	79,03
Linear-Elástico	EI_Fissurada	100	162	30,65
Dano Plástico	CDP	100	130	4,84

\*Erro calculado segundo a eq. (3.5)

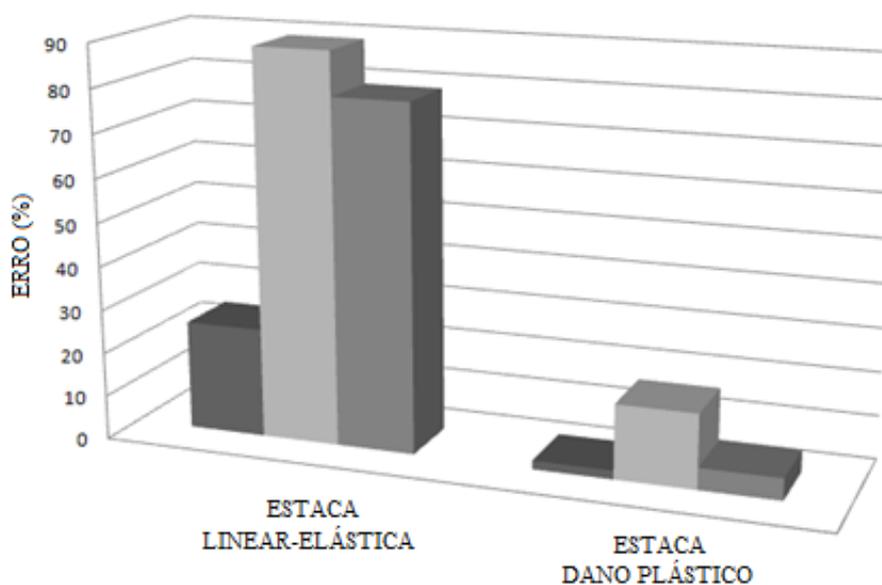


Figura 4.26. Erro cometido em relação à prova de carga real. Estaca Linear-Elástica (erro médio=64%) vs Estaca Dano Plástico (erro médio=8%).

Considerar um comportamento linear-elástico para a estaca representa mais capacidade de carga nas condições de trabalho, que a capacidade de carga real da fundação, ou seja, contra a segurança. Em muitos casos, para as cargas de trabalho FS=2-3, o comportamento para a estaca linear-elástica é, aproximadamente o mesmo que para a estaca real, só que o fator de segurança é bem menor, segundo mostrado na Tab. 4.12.

Se denotada a importância de considerar um adequado modelo constitutivo para os materiais, assim como uma adequada concepção, calibração e validação do processo de modelagem, que como ferramenta numérica é capaz de prever resultados bem certos, como também induzir erros muito graves, ora contra a segurança ora contra a economia.

Tabela 4.12. Fator de segurança em relação ao modelo considerado para a estaca.

Modelo	$Q_u$	$Q_b$ (FS=2)	$Q_b$ (FS=3)	$(FS_R)/(FS=2)$	$(FS_R)/(FS=3)$
<b>Price &amp; Wandle (1987)</b>	2350	1175	783	<b>2,00</b>	<b>3,00</b>
EI (Elástica)	2959	1479	986	1,59	2,38
EI (CDP)	2394	1197	798	1,96	2,94
<b>Collotta et al (1989)</b>	861	430	287	<b>2,00</b>	<b>3,00</b>
EI (Elástica)	1627	813	542	1,06	1,59
EI (CDP)	1007	503	335	1,71	2,57
<b>Chai &amp; Hutchinson (2002)</b>	124	62	41	<b>2,00</b>	<b>3,00</b>
EI (Elástica)	222	111	74	1,12	1,68
EI (CDP)	130	65	43	1,92	2,88

Onde:

$Q_u$  – Carga última considerada na prova de carga.

$Q_b$  – Carga de trabalho considerando um fator de segurança (FS) de 2 ou 3.

$FS_R$  – Fator de segurança relativo à prova de carga real.

Tomando como exemplo a prova de carga de Chai & Hutchinson (2002), note-se como o fator de segurança que fora estimado em 2.00 ou 3.00; passa a ser de 1.12 ou 1.68 respectivamente ao considerar o modelo linear-elástico, e de 1.92 ou 2.88 respectivamente ao considerar o modelo de dano plástico, este último muito mais próximo ao valor real.

#### **4.3.4 Conclusões parciais da modelagem de provas de cargas utilizando o modelo de dano plástico**

Uma vez concluída a modelagem das provas de cargas, considerando o modelo de dano plástico para o concreto, é possível abordar às seguintes conclusões parciais ou recomendações gerais:

1. O modelo de dano plástico para simular estacas de concreto, resultou ser bem mais realista ao considerar o comportamento não linear elasto-plástico e o fenômeno da fissuração presentes neste material.
2. A ausência de reforço impossibilitou considerar toda a faixa de cargas, embora tenha sido evidenciada sua potencialidade e aplicabilidade na modelagem do problema abordado.
3. Ao ser considerada a presença de reforço na estaca, foi reproduzido apropriadamente o comportamento de cada prova para toda a faixa de cargas considerada.
4. O modelo de dano plástico foi adequado para modelar estacas flexíveis de concreto armado, carregadas lateralmente, evidenciando para as provas modeladas só um erro entre 2 e 17% em relação às curvas Carga vs Deslocamento obtidas das provas de carga reais.
5. Ao considerar o modelo linear-elástico foi evidenciado um aumento significativo da capacidade resistente da estaca, da resistência mobilizada do solo, do momento fletor, do esforço cisalhante e da profundidade de contribuição do solo, dada a maior rigidez considerada para a estaca. Resultando ser contra a segurança ao compará-lo com o modelo de dano plástico.

## 5 CONCLUSÕES

O comportamento de estacas carregadas lateralmente constitui um problema complexo, onde intervêm tridimensionalmente vários fatores ao mesmo tempo. A não linearidade mecânica no comportamento dos materiais: solo, estaca, interface e a resposta também não linear do sistema, representam um grande *problema geotécnico* vinculado à *interação solo-estrutura* na área das *fundações*.

Ao se propor abordar esta temática através da Modelagem Numérica, com o objetivo de aprofundar no estudo do comportamento deste tipo de fundação, foram realizadas as seguintes tarefas científicas:

- Concepção do modelo físico e matemático (geometria, contornos, cargas e materiais).
- Calibração numérica do modelo, quanto ao método de solução (forma, dimensões, tipo de elemento finito e densidade da malha).
- Validação numérica do modelo por meio de retro-análise de provas de cargas reais.
- Determinação da capacidade de carga, contrastando a solução numérica com a solução analítica.
- Determinação da sensibilidade dos parâmetros geotécnicos para diferentes níveis de esforços e duas abordagens constitutivas, modelo elasto-plástico convencional de Mohr-Coulomb e modelo de estado crítico de Cam-Clay.
- Modelação de provas de cargas reais, considerando para as estacas de concreto o modelo de dano plástico e o aço de reforço.

No desenvolvimento desta pesquisa foram expostas conclusões parciais e recomendações gerais com grande detalhe no final de cada tarefa científica abordada. A seguir, são apresentadas somente as conclusões gerais da dissertação.

### **Quanto à capacidade de carga via M.E.F e a comparação com o método de Broms:**

1. A capacidade de carga numérica foi até 18% inferior e entre 2-32% superior para os solos coesivos; e 6% inferior e entre 9-70% superior para os solos friccionais; ao ser comparada com os resultados analíticos.
2. Os valores de capacidade de carga obtidos via numérica, apresentaram entre o dobro e quatro vezes maior dispersão para os solos friccionais que para os solos coesivos, ao serem comparados com os resultados analíticos.

3. O método de Broms (1964) mostrou-se contra a segurança, ao superestimar a capacidade de carga para os solos coesivos e contra a economia, ao subestimar a capacidade de carga para os solos friccionais, em relação ao estudo numérico.
4. Ao comparar a capacidade de carga obtida pelo método analítico de Broms (1964) em relação à capacidade numérica, encontrou-se que o método analítico considera a carga última para grandes valores de deslocamentos. Analiticamente, obtiveram-se para os solos coesivos deslocamentos entre 10-40% com média de 25% em relação ao diâmetro da estaca e para os solos friccionais deslocamentos entre 3-23% com média de 8% em relação ao diâmetro da estaca.
5. A capacidade de carga final via numérica, para a qual a resistência lateral do solo é totalmente mobilizada, foi evidenciada para deslocamentos entre 6 e 17% em relação ao diâmetro da estaca, aproximando-se mais aos 6% para os solos friccionais e aos 17% para os solos coesivos.

**Quanto ao estudo de sensibilidade:**

6. Os parâmetros que foram considerados no estudo de sensibilidade variaram na sua influência para os diferentes níveis de tensão no solo, e em função dos deslocamentos da estaca.
7. Os parâmetros que apresentaram maior influência no comportamento inicial elástico do solo foram o módulo de elasticidade ( $E$ ) para o modelo de Mohr-Coulomb e a inclinação da linha de re-compressão ( $\kappa$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para o modelo de Cam-Clay.
8. Os parâmetros que apresentaram maior influência no comportamento final elasto-plástico do solo foram: a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ) para o modelo de Mohr-Coulomb, e a inclinação da linha de estado crítico ( $M$ ) no plano ( $p'$  vs  $q$ ) e a inclinação da linha de estados críticos ( $\lambda$ ) no plano ( $\ln p'$  vs  $e_0$ ) para o modelo de Cam-Clay.
9. Para o solo tropical de Brasília, os parâmetros geotécnicos apresentaram qualitativamente o mesmo comportamento que para os solos de regiões temperadas e quantitativamente apresentaram valores de porcentagem de influência intermediários, entre os alcançados para os solos coesivos e os friccionais que foram avaliados.

---

**Quanto à modelagem das provas de cargas e o modelo de dano plástico:**

10. O modelo de comportamento de Mohr-Coulomb utilizado para o solo foi considerado adequado para simular o comportamento tenso-deformacional de estacas carregadas lateralmente de forma monotônica.
11. O modelo de comportamento linear-elástico, utilizado para a estaca, conseguiu reproduzir o comportamento para o caso de estacas curtas ou rígidas, não sendo assim para o caso de estacas flexíveis ou longas de concreto.
12. O modelo de dano plástico foi bem mais realista, ao considerar o comportamento não linear elasto-plástico e o fenômeno da fissuração nas estacas de concreto. Nesse caso, o erro foi reduzido de 64% ao considerar o modelo linear-elástico a 8% ao considerar o modelo de dano plástico.
13. Em média, o fator de segurança foi diminuído à metade em relação à prova de carga real, ao considerar o modelo linear-elástico para as estacas de concreto, ficando contra a segurança. O modelo de dano plástico conseguiu um fator de segurança bem mais próximo ao valor real considerado.
14. O modelo de dano plástico foi considerado adequado para modelar as estacas flexíveis de concreto armado carregadas lateralmente, demonstrando sua potencialidade ao reproduzir com grande precisão os resultados reais de provas de carga.

**Quanto à modelagem numérica:**

15. A abordagem numérica permitiu considerar uma grande quantidade de variáveis que caracterizam o comportamento tenso-deformacional do solo e da estaca, apresentando-se como uma alternativa bem mais viável, realista e econômica ao ser comparada com qualquer uma das abordagens analíticas ou empíricas, para resolver problemas de interação solo-estrutura.
16. Os resultados obtidos nesta pesquisa demonstraram a eficácia da modelagem numérica, junto com a teoria da plasticidade e o método dos elementos finitos, para abordar problemas de interação solo-estaca carregadas lateralmente.

**SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

1. Abordar a determinação da capacidade de carga lateral e a comparação com o método de Broms para outros cenários, e para o caso de estacas flexíveis, comparando o

- comportamento ao considerar o modelo linear-elástico (estacas metálicas) e o modelo de dano plástico (estacas de concreto).
2. Determinar a sensibilidade dos parâmetros geotécnicos para o caso de estacas flexíveis, comparando o peso das variáveis ao considerar o modelo linear-elástico e o modelo de dano plástico para as estacas.
  3. Considerar solo não homogêneo, inserindo estratos com propriedades diferentes e com superfície do terreno irregular ou ondulada.
  4. Considerar um estrato intermediário de solo com propriedades adversas, em especial liquefação, colapsibilidade ou expansão.
  5. Considerar carregamentos cíclicos, para o qual deverá ser levado em conta um adequado modelo constitutivo para o solo tipo Sub-Loading, com a possibilidade de considerar a acumulação de deformações plásticas, o efeito da densificação do solo, a transição suave do comportamento elástico ao comportamento elasto-plástico e o comportamento de solos sobreadensados.
  6. Considerar análises dinâmicas que permitam estudar o comportamento da fundação de estruturas tipo torres, geradores eólicos, máquinas, entre outras, sujeitas a condições não estáticas.
  7. Considerar o fenômeno hidromecânico acoplado, levando em conta o efeito dos carregamentos, a velocidade de aplicação das cargas, a porosidade do solo, o índice de vazios e a geração de poropressões.
  8. Abordar o estudo para um caso real, incorporando a teoria da segurança e a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e estruturais, calculando a probabilidade de falha e o coeficiente de confiabilidade para a fundação da estrutura analisada.
  9. Estudar a influência do carregamento vertical no comportamento lateral de estacas.
  10. Estudar o efeito da pré-tensão ou pós-tensão (reforço ativo) em estacas de concreto reforçado.
  11. Considerar no comportamento do concreto para as estacas, fenômenos diferidos tais como: fluência, retração e envelhecimento, para o qual deverão ser incorporadas as relações constitutivas correspondentes que levem em conta esses fenômenos, possibilitando o estudo do comportamento do sistema no tempo.
  12. Estender o estudo para grupos de estacas, com a possibilidade de considerar a contribuição do bloco e o trabalho conjunto como radier estaqueado.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- Abagnara, V. (2009). Modellazione e analisi di pali sotto carichi orizzontali. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II, 463 p.
- Alarcón, J.E. (2014). Gestão dos riscos Geomecânicos Devidos à Escavação de Tuneis Urbanos: Aplicação ao Metrô de Bogotá. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 343 p.
- Assis (2013). 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.
- Bonilla, J.D.R. (2008). Estudio del comportamiento de conectores tipo perno de estructuras compuestas de hormigón y acero mediante modelación numérica. Tesis de Doctorado, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, 128 p.
- Bourgeois, E., Rakotonindriana, M.H.J., Le Kouby, a., Mestat, P. & Serratrice, J.F. (2010). Three-dimensional numerical modelling of the behaviour of a pile subjected to cyclic lateral loading. *Comput. Geotech.*, 37(7-8): 999–1007.
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation analysis and desing*. Fifth Edit. The McGraw-Hill Companies, Inc, 1207 p.
- Braja, M. Das. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Thomson & Learning, 607 p.
- Brown, D.A. & Shie, C. (1990). Three dimensional finite element model of laterally load piles. *Comput. Geotech.*, 10: 59–79.
- Callisto L. (1994). Experimental observations on two laterally loaded bored piles in clay. In: *Pile foundations-Experimental investigations, analysis and design, a workshop in Napoli*, 349-359.
- Camapum de Carvalho (2013). *Solos Tropicais*. Notas de aulas da assinatura. Prof. José Camapum de Carvalho. Programa de Pós-graduação em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília.
- Carter, J.P., Desai, C.S., Potts, D.M., Schweiger, H.F. & Sloan, S.W. (2000). *Computing and computer modelling in geotechnical engineering*. GeoEng2000, Melbourne, 96.
- Chai, Y.H. & Hutchinson, T.C. (2002). Flexural strength and ductility of extended pile-shafts. ii: experimental study. *J. Struct. Eng.*, 128(5): 595–602.
- Chang, B.J. & Hutchinson, T.C. (2013). Experimental investigation of plastic demands in piles embedded in multi-layered liquefiable soils. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 49: 146–156.
- Chaudhari, S. V & Chakrabarti, M.A. (2012). Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code abaqus. *Int. J. Comput. Appl.*, 44(7): 14–18.

- Collotta T., Formigoni G., Simonetti G. (1989). Analisi di prove di carico orizzontale su pali di grande diametro strumentati. XVII Convegno Nazionale di Geotecnica - Taormina 26-28 Aprile 1989.
- Comodromos, E.M. & Papadopoulou, M.C. (2013). Computers and geotechnics explicit extension of the p – y method to pile groups in cohesive soils 47: 28–41.
- Cordão-Neto (2013). Adensamento. Notas de aulas da assinatura. Prof. Manoel Porfirio Cordão Neto. Programa de Pós-graduação em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília.
- Cunha (2013). 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., 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.
- Desai, C.S & Siriwardane, H. J. (1984). Constitutive Laws for Engineering Materials. With Emphasis on Geologic Materials. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 468 p.
- Fan, C.-C. & Long, J.H. (2005). Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand. *Comput. Geotech.*, 32(4): 274–289.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M.F. & Elson, K. (2009). *Piling Engineering*. Third Edit. Taylor & Francis, 398 p.
- Gens, A. & Potts, D.M. (1988). Modelos elasto-plásticos de estado crítico para análisis numérico de problemas geotécnicos. i-formulación básica y principales modificaciones. *Rev. Int. Métodos numéricos para Cálculo y diseño en Ing.*, 4(4): 497–522.
- Giannakos, S., Gerolymos, N. & Gazetas, G. (2012). Cyclic lateral response of piles in dry sand : finite element modeling and validation. *Comput. Geotech.*, 44: 116–131.
- Gitirana, G.F.N. (2005). Weather-related geo-hazard assessment model for railway embankment stability. Doctor of Philosophy, University of Saskatchewan. Saskatoon, Saskatchewan. Canada, 411 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 renato. Dissertação de

- 
- Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180 p.
- Harr, M. E. (1996). *Reliability Based Design in Civil Engineering*. (p. 291). Dover Publications.
- Hashiguchi, K. (1988). Subloading surface model in unconventional plasticity. *Int. J. Solids Struct.*, 25(8): 917–945.
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications*. Sam. John Wiley & Sons, Ltd, 398 p.
- Houlsby, G.T., Wroth, C.P. & Wood, D.M. (1982). Predictions of the results of laboratory test on a clay using a critical state model. *International WorkShop on Constitutive Relations for Soils*, Grenoble, 23.
- Huang A.B., Hsueh C.K., O'Neill M.W., Chern S., Chen C. (2001). Effects of construction on laterally loaded pile groups. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(5): 385–397.
- Ibañez, L.O.M. (2001). CAPITULO I (12 Final). Tesis de Doctorado, Universidad Central de Las Villas. Cuba, 143 p.
- Ibañez, M. & Quevedo, G.S. (2010). Modelación por elementos finitos de pilotes colados in situ en suelos friccionantes. *Ingeniería*, 14(2): 113–119.
- Jeon K.S., Kim J.H., Kim S.H., Kim M.M. (2000). Analysis of lateral head movements of CIP piles. *New Technological and Design Developments in Deep Foundations*, Geo – Denver 2000, Denver, Colorado, 254–268.
- Karasev OV, Talanov GP, Benda SF. Investigation of the work of single situ-cast piles under different load combinations. *J Soil Mechanics and Foundation Engineering (Translated from Russian) 1977.*, 14(3): 173–7.
- Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. & Rajagopal, K. (2006). Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand. *Comput. Geotech.*, 33(2): 121–131.
- Kerisel J.L. (1965). Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay. *Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke University, Durham, North Carolina, 45–51.
- Kim, Y. & Jeong, S. (2011). Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3d soil–pile interaction. *Comput. Geotech.*, 38(2): 248–257.
- Kulhawy, F.H. & Chen, Y.J. (1995). A thirty year perspective on Broms' Lateral Loading Models, as applied to drilled Shafts. 16 p.
- Lee, J. & Fenves, G.L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *J. Eng. Mech.*, 124(8): 892–900.

- 
- Lin, C., Bennett, C., Han, J. & Parsons, R.L. (2010). Scour effects on the response of laterally loaded piles considering stress history of sand. *Comput. Geotech.*, 37(7-8): 1008–1014.
- Lu S.S. (1981). Design load of bored pile laterally loaded. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 767–770.
- 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, 177–213.
- Martin, G.R. & Chen, C.-Y. (2005). Response of piles due to lateral slope movement. *Comput. Struct.*, 83(8-9): 588–598.
- Matsuoka, H., & Nakai, T. (1985). Relationship Among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai Failure Criteria. *Soils and Foundations*, 25(4): 123–128.
- Memarpour, M.M., Kimiaei, M., Shayanfar, M. & Khanzadi, M. (2012). Cyclic lateral response of pile foundations in offshore platforms. *Comput. Geotech.*, 42: 180–192.
- Nakai, T. (2013). *Constitutive Modeling of Geomaterials*. Taylor & Francis, 360 p.
- Nakai, T. & Hinokio, M. (2004). A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters. *Solis Found.*, 44(2): 53–70.
- Ng C.W.W., Zhang L., Nip D.C.N. (2001). Response of laterally loaded large-diameter bored pile groups. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(8): 658–669.
- Nienov, F.A. (2006). Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, 133 p.
- Phoon, K. & Kulhawy, F.H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Can. Geotech. J.*, 36: 612–624.
- Pijaudier-Cabot, G. & Mazars, J. (2001). Concrete. *Lemaitre Handbook of Materials Behavior Models*, pp. 500–512.
- Potts, D. & Zdravkovic, L. (1999). Some pitfalls when using modified cam clay. *Processdings from COST C7 Workshop, Thessaloniki*, 14.
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. Rainbow-Bridge Book Co., 410 p.
- Price G., Wardle I.F. (1987). Lateral load tests on large diameter bored piles. Contractor report 46, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Crowthorne, England, 45 p.
- Quevedo, G.S. (2002). Aplicación de los estados límites y la teoría de seguridad en el diseño geotécnico en cuba. Tesis de Doctorado, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, 171 p.

- Randolph, M.F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31(2): 247–259.
- Randolph, M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique*, 53(10): 847–875.
- Randolph, M.F. & Gourvenec, S. (2011). *Offshore Geotechnical Engineering*. First Edit. Spon Press, 528 p.
- Recarey, C. A.; Mirambell, E.; Quevedo, G. y Santa Eugenia, J. (2005): Modelación estocástica de ensayos virtuales de conexiones de secciones mixtas hormigón-acero, *Revista Ingeniería Civil, CEDEX, Madrid*.
- Reese, L.C. & Van Impe, W. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading*. Taylor & Francis, 479 p.
- Reese L.C., Welch R.C. (1975). Lateral loading of deep foundations in stiff clay. *J. Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101 (7), 633–649.
- Ruesta P.F., Townsend F.C. (1997). Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 123(12): 1153–1161.
- Russo, G. & Viggiani, C. (2008). Piles under horizontal load: an overview. *Second BGA International Conference on Foundations*, 20.
- Sales, M.M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.
- Schofield, A. & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. Lecturers in Engineering at Cambridge University, 218 p.
- De Simone, P. (2012). Head embedment in Broms pile lateral capacity theory for cohesionless soils. *Comput. Geotech.*, 43: 51–60.
- Simulia. (2010). *Abaqus analysis user's manual* pp. 679.
- Su, D. & Li, J.H. (2013). Three-dimensional finite element study of a single pile response to multidirectional lateral loadings incorporating the simplified state-dependent dilatancy model. *Comput. Geotech.*, 50: 129–142.
- Sun, D., Yao, Y.-P. & Matsuoka, H. (2006). Modification of critical state models by mohr–coulomb criterion. *Mech. Res. Commun.*, 33(2): 217–232.
- Tomlinson, M. & Woodward, J. (2008). *Pile design and construction practice*. Fifth Edit. Taylor & Francis, 566 p.
- Tuladhar, R., Maki, T. & Mutsuyoshi, H. (2008). Cyclic behavior of laterally loaded concrete piles embedded into cohesive soil. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 37(1): 43–59.

- Voottipruex, P., Suksawat, T., Bergado, D.T. & Jamsawang, P. (2011). Numerical simulations and parametric study of sdc and dcm piles under full scale axial and lateral loads. *Comput. Geotech.*, 38(3): 318–329.
- Wahalathantri, B.L., Thambiratnam, D.P., Chan, T.H.T. & Fawzia, S. (2011). A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using abaqus. First International Conference on Engineering, Queensland University of Technology, Brisbane, Australia, 260–264.
- Zammataro, B., de Albuquerque, P., de Carvalho, D. & Menezes, S. (2007). Utilização dos métodos de previsão de carga de ruptura à compressão, em provas de carga horizontais : 10.
- Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. & Hoshikawa, T. (2000). Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state. *Soils Found.*, 40(5): 1–17.
- Zhang, L. (2009). Nonlinear analysis of laterally loaded rigid piles in cohesionless soil. *Comput. Geotech.*, 36(5): 718–724.