

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

**INFLUÊNCIA DO MODELO CONSTITUTIVO NA
SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS LATERAIS**

GIOVANA ABREU DE OLIVEIRA

ORIENTADOR: PROF. DR. JUAN FÉLIX RODRIGUES REBOLLEDO

COORIENTADOR: PROF. DR. MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS

PUBLICAÇÃO: G.DM-431/2026

BRASÍLIA, DF

FEVEREIRO - 2026

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

**INFLUÊNCIA DO MODELO CONSTITUTIVO NA SIMULAÇÃO DO
COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS A
CARREGAMENTOS CÍCLICOS LATERAIS**

GIOVANA ABREU DE OLIVEIRA

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

APROVADA POR:

**JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Dr. (UnB)
(COORIENTADOR)**

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ALEONES JOSÉ DA CRUZ JUNIOR (IFGoiano Campus Trindade)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 13 DE FEVEREIRO DE 2026.

FICHA CATALOGRÁFICA

OLIVEIRA; GIOVANA ABREU

Influência do Modelo Constitutivo na Simulação do Comportamento de Estacas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Laterais [Distrito Federal] 2026

xviii, 107p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2026)
Dissertação de Mestrado (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília.
Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|----------------------------|---------------------------------|
| 1. Modelagem Computacional | 2. Carregamento Cíclico Lateral |
| 3. Plaxis 3D | 4. Estacas |
| 5. Modelos Constitutivo | 6. Interação Solo-Estrutura |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OLIVEIRA, G. A. (2026). Influência do Modelo Constitutivo na Simulação do Comportamento de Estacas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Laterais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-431/2026, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Giovana Abreu de Oliveira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Influência do Modelo Constitutivo na Simulação do Comportamento de Estacas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Laterais

GRAU: Mestre

ANO: 2026

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 tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Giovana Abreu de Oliveira

Av. Novara, 79. Bandeirantes (Pampulha)

CEP: 31.340-422 – Belo Horizonte/MG – Brasil

email: abreu_giovana@hotmail.com

DEDICATÓRIA

À Deus, por me conceder força, sabedoria e perseverança em cada etapa desta caminhada.
Aos meus pais, Rosa e Ebert, e à minha irmã, Bianca, pelo amor e apoio incondicionais.

HOMENAGEM PÓSTUMA

Àquela que foi uma das pessoas mais importantes da minha vida. No meu coração, será
Perpétua.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por seu cuidado, amor e por me conceder força, sabedoria e perseverança ao longo de toda esta caminhada.

Agradeço à minha família, pelo apoio, pelas orações, pelos ensinamentos e por sempre acreditarem em mim, mesmo diante das dificuldades, sendo a base que me sustentou durante toda a trajetória.

A todo o corpo docente da Universidade de Brasília, agradeço pela formação acadêmica sólida e pelas contribuições ao longo do curso. Em especial, ao professor Juan Félix, pela orientação, disponibilidade e valiosas contribuições para o desenvolvimento deste trabalho.

Registro um agradecimento especial à professora Giovanna Alevan (UFMG), pelo apoio incondicional ao longo de toda a minha trajetória acadêmica e profissional, além do vínculo pessoal que tornou essa caminhada mais significativa.

Ao Danilo, agradeço pelo companheirismo durante esses anos, pelo apoio pessoal e profissional e pela presença constante nos momentos mais desafiadores, tanto em MG quanto no DF.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro, à Eletrobras Furnas e à Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), visto que este trabalho integra o projeto de P&D “Otimização do modelo meteorológico BRAMS, com validação experimental, para subsidiar aperfeiçoamentos de modelagens em sistemas eólicos”.

RESUMO

INFLUÊNCIA DO MODELO CONSTITUTIVO NA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS LATERAIS

O comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais representa um aspecto fundamental no dimensionamento de fundações de estruturas como aerogeradores, nas quais ações horizontais repetitivas podem induzir degradação progressiva da rigidez do solo e acúmulo de deslocamentos ao longo do tempo. Nesse contexto, este estudo investiga a influência da escolha do modelo constitutivo do solo na resposta numérica de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais. As análises foram desenvolvidas por meio de modelagens tridimensionais utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), implementadas no software Plaxis 3D, considerando diferentes modelos constitutivos, incluindo o modelo Elástico Perfeitamente Plástico, Cam-Clay Modificado, Soft Soil, Hardening Soil, S-CLAY1 e o Barcelona Basic Model (BBM). A comparação entre os modelos foi realizada a partir da análise da evolução dos deslocamentos laterais acumulados, da mobilização da resistência do solo e da formação e propagação de zonas plastificadas ao longo dos ciclos de carregamento, contemplando critérios associados aos estados limites de serviço (ELS) e último (ELU). Adicionalmente, investigou-se a influência de aspectos constitutivos relevantes, como a representação da rigidez não linear, da plastificação progressiva e dos efeitos da estruturação e da sucção do solo, avaliando-se suas implicações na previsão do comportamento global do sistema estaca-solo sob carregamentos cíclicos. Os resultados evidenciam que a escolha do modelo constitutivo exerce influência significativa na resposta obtida, especialmente na estimativa dos deslocamentos acumulados e na evolução dos mecanismos resistentes ao longo dos ciclos, indicando que a adoção de modelos constitutivos mais avançados pode proporcionar uma representação mais consistente do comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais.

Palavras-chave: Estacas; Carregamentos cíclicos laterais; Modelos constitutivos; Método dos Elementos Finitos; Plaxis 3D.

ABSTRACT

The behavior of piles subjected to cyclic lateral loading represents a fundamental aspect in the design of foundations for structures such as wind turbines, in which repetitive horizontal actions may induce progressive degradation of soil stiffness and the accumulation of displacements over time. In this context, this study investigates the influence of the choice of soil constitutive model on the numerical response of piles subjected to cyclic lateral loading. The analyses were carried out through three-dimensional modeling using the Finite Element Method (FEM), implemented in the Plaxis 3D software, considering different constitutive models, including the Elastic Perfectly Plastic model, Modified Cam-Clay, Soft Soil, Hardening Soil, S-CLAY1, and the Barcelona Basic Model (BBM). The comparison among the models was performed based on the analysis of the evolution of accumulated lateral displacements, the mobilization of soil resistance, and the formation and propagation of plastic zones throughout the loading cycles, considering criteria associated with the serviceability limit state (SLS) and the ultimate limit state (ULS). Additionally, the influence of relevant constitutive aspects was investigated, such as the representation of nonlinear stiffness, progressive plasticization, and the effects of soil structure and suction, assessing their implications for predicting the global behavior of the pile–soil system under cyclic loading. The results show that the choice of constitutive model has a significant influence on the obtained response, especially in the estimation of accumulated displacements and in the evolution of resisting mechanisms throughout the cycles, indicating that the adoption of more advanced constitutive models may provide a more consistent representation of the behavior of piles subjected to cyclic lateral loading.

Keywords: Piles; Lateral cyclic loading; Constitutive models; Finite Element Method; Plaxis 3D.

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
1.1	Justificativa.....	2
1.2	Objetivo Geral.....	3
1.3	Objetivos Específicos.....	3
2	Revisão Bibliográfica.....	4
2.1	Energia Eólica e Sistemas de Aerogeradores.....	4
2.1.1	Geração de Energia Eólica: Contexto Global e Nacional.....	5
2.1.2	Características Estruturais e Funcionais das Turbinas Eólicas.....	7
2.1.3	Cargas e Estados Limites de Projeto.....	10
2.2	Fundações de Aerogeradores.....	11
2.2.1	Tipos de Fundação e Critérios de Seleção.....	12
2.2.2	Carregamentos Cíclicos Laterais em estacas.....	13
2.3	Interação Solo-Estrutura (ISE).....	17
2.3.1	Fundamentos da Interação Solo-Estrutura (ISE).....	18
2.3.2	Relevância da ISE em Estruturas Sujeitas a Carregamentos Cíclicos.....	21
2.3.3	Resposta de Solos Tropicais em Condições Cíclicas.....	23
2.4	Modelos Constitutivos.....	24
2.4.1	Elástico-Perfeitamente Plástico.....	25
2.4.2	Hardening Soil.....	26
2.4.3	Modified Cam-Clay.....	29
2.4.4	Soft Soil.....	33
2.4.5	S-Clay1.....	36
2.4.6	Barcelona Basic Model (BBM).....	40
2.5	Modelagem Computacional via Método dos Elementos Finitos (MEF).....	44
3	METODOLOGIA.....	46

3.1	Modelo Físico.....	46
3.2	Solicitações.....	50
3.3	Modelo Numérico	53
3.4	Definição de Parâmetros	55
3.4.1	Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP)	55
3.4.2	Hardening Soil (HS).....	56
3.4.3	Modified Cam-Clay (MCC).....	56
3.4.4	Soft Soil (SS).....	59
3.4.5	SClay-1 (SC1)	60
3.4.6	Barcelona Basic Model (BBM).....	63
3.5	Malha de Elementos Finitos.....	67
3.6	Interação Solo-Estrutura.....	71
3.7	Etapas de Carregamento e Descarregamento	73
4	RESULTADOS.....	77
4.1	Efeitos do Carregamento Cíclico	77
4.2	Estado Limite Último (ELU).....	83
4.3	Efeitos da Estruturação.....	85
4.4	Efeitos da Sucção	95
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES.....	101
5.1	Conclusões	101
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	103
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Crescimento global da energia eólica (GWEC, 2018).....	6
Figura 2.2 – Crescimento da capacidade de instalação de energia eólica no Brasil (ABEEólica, 2021).....	6
Figura 2.3 – Rosa dos ventos para uma cidade do Nordeste (Vian et al., 2021).....	8
Figura 2.4 – Componentes básicos de um aerogerador de eixo horizontal (Veríssimo, 2017)..	9
Figura 2.5 – Distribuição real dos quatro principais tipos de carregamento (Bhattacharya, 2019 adaptado por Silva, 2022).....	10
Figura 2.6 - Classificação das estacas quanto a rigidez relativa (Milititsky, 2019).....	14
Figura 2.7 - Degradação do módulo secante em carregamento cíclico (adaptado de Achmus et al., 2009).....	16
Figura 2.8 - Esquema da degradação de rigidez em sistema estaca-solo (adaptado de Achmus et al., 2009).....	16
Figura 2.9 – Simulação de fundação submetida a carregamento horizontal cíclico utilizando diferentes combinações de modelos constitutivos para concreto e solo (Matos, 2024).....	17
Figura 2.10 - Solução convencional de projetos de fundação e estrutural – (Gusmão, 1990 e 1994 adaptado por Colares, 2006).....	19
Figura 2.11 – Tipos de interação solo-estaca da fundação (<i>monopile</i>) de uma turbina eólica (Bhattacharya, 2019).....	20
Figura 2.12 - Esforços infinitesimais na estaca (Cordeiro, 2019).....	22
Figura 2.13 – Estacas de topo livre: (a) flexível; (b) rígida (Cordeiro, 2019).....	22
Figura 2.14 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Pinotti <i>et.al</i> , 2015).....	26
Figura 2.15 – Superfície de plastificação hiperbólica no espaço tensão x deformação (Rocscience, s.d.).....	28
Figura 2.16 - Representação da superfície total de plastificação do modelo Hardening Soil no espaço de tensões principais ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) para solo sem coesão. (Schanz et al., 1999).....	29
Figura 2.17 – (a) Superfície de plastificação elíptica para o modelo MCC no plano p'-q; (b), (c) Linha de compressão normal e linha de descarregamento-recarregamento no plano de compressão. (Wood, 1990).....	31
Figura 2.18 – Superfície de plastificação do modelo MCC no plano p'-q-e (Geogebra).....	32
Figura 2.19 - Relação entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva média (Waheed; Asmael, 2024).....	34
Figura 2.20 – Superfície de plastificação do modelo <i>Soft Soil</i> no plano p'-q (Waheed; Asmael, 2024).....	35

Figura 2.21 – Superfície de plastificação do modelo S-Clay1 (Wheeler, 2003).....	37
Figura 2.22 – Modelo SClay-1 no espaço de tensões	40
Figura 2.23 - Superfície de plastificação proposta por Alonso et al. (1990). (a) Vista 3D. (b) Projeções nos planos (p - q) e (p - s).	42
Figura 2.24 – Representação da malha de elementos finitos triangular de 6 e 15 nós (Plaxis, 2021c).....	45
Figura 3.1 – Mapa de Localização – Campo Experimental da UnB.....	47
Figura 3.2 – Caracterização do perfil da fundação do Campo Experimental da UnB (modificado – Rebolledo <i>et al.</i> ,2019).	48
Figura 3.3 - Estrutura da EOL-20, com ampliação do a) nacele (em perfil); e b) base instrumentada e bloco da fundação. (Silva, 2022)	49
Figura 3.4 - Detalhamento dos elementos de fundação e base da torre (Silva, 2022).	50
Figura 3.5 – Rosa dos ventos com dados obtidos em alturas de: A) e B) 10 m e C) 50 m (Silva, 2025).....	51
Figura 3.6 - Esforços no topo da fundação (Silva, 2025).....	53
Figura 3.7 – Discretização numérica do perfil do solo em seis camadas.	54
Figura 3.8 – Calibração dos parâmetros do SC1 através de ensaios triaxiais realizados por Mendoza e Farias (2020): (a) e (b) resultados experimentais; (c) e (d) resultados calibrados	62
Figura 3.9 – Curva de característica calibrada (Santos et al, 2025).....	67
Figura 3.10 – Configuração da malha no Plaxis 3D	68
Figura 3.11 – Nós e elementos da malha no Plaxis 3D.....	68
Figura 3.12 – Elemento finito tridimensional tetraédrico de 10 nós utilizado no PLAXIS 3D, com indicação dos pontos de integração (pontos de Gauss) no sistema de coordenadas naturais (ξ, η, ζ). (Plaxis, 2025)	69
Figura 3.13 – Região de refinamento da malha	69
Figura 3.14 – Qualidade da malha	70
Figura 3.15 – Configuração adotada da interface	73
Figura 3.16- Estágios Iniciais de modelagem: (a) Condição Inicial; (b) Cravação da Estaca; (c) Escavação.....	74
Figura 3.17 – Aplicação do Carregamento Lateral	75
Figura 4.1 – Simulação do carregamento cíclico lateral aplicado no topo da estaca, com níveis de carga de 50% (18 kN), 0%, 100% (36 kN) e 0% da carga de referência.	78
Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo EPP.....	79
Figura 4.3 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo HS.....	79

Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo SS	81
Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo MCC.....	81
Figura 4.6 – Curvas de força relativa (R_F) em função do deslocamento horizontal (δ_x) sob carregamento cíclico associadas ao ELS.....	82
Figura 4.7 – Curvas de força relativa (R_F) em função do deslocamento horizontal (δ_x) sob carregamento cíclico associadas ao ELU.....	84
Figura 4.8 – Deslocamentos cíclicos para o modelo SC1 em ELS	86
Figura 4.9 – Comparativo dos ciclos de deslocamentos para MCC e SC1	88
Figura 4.10 – Deslocamentos cíclicos para o modelo SC1 em ELU	89
Figura 4.11 – Distribuição dos deslocamentos horizontais na fundação em seção transversal para diferentes níveis de carregamento cíclico em ELS ($R_F = 0\%, 50\%$ e 100%)	91
Figura 4.12 – Distribuição dos deslocamentos horizontais na fundação em seção transversal para diferentes níveis de carregamento cíclico em ELU ($R_F = 150\%$ e 200%).....	91
Figura 4.13 – Diagrama de Momento Fletor na estaca para o ELS ($R_F = 100\%$).....	92
Figura 4.14 – Diagrama de Força Cortante na estaca para o ELS ($R_F = 100\%$).....	92
Figura 4.15 – Evolução espacial dos pontos de plastificação na fundação modelada com SC1 para diferentes níveis de carregamento cíclico ($R_F = 0\%, 50\%, 100\%, 150\%$ e 200%).....	94
Figura 4.16 – Modelagem das condições de fluxo (grau de saturação) para as 3 primeiras camadas do perfil.	95
Figura 4.17 – Deslocamentos por ciclos nas estacas em diferentes graus de saturação	96
Figura 4.18 – Efeitos da saturação nas deformações totais e permanentes.....	97
Figura 4.19 – Evolução dos deslocamentos horizontais totais e permanentes em função do grau de saturação do solo	98
Figura 4.20 – Deslocamentos por ciclos para condição quase saturada.....	99
Figura 4.21 – Deslocamentos por ciclos nas estacas em diferentes graus de saturação para ELU	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Parâmetros do modelo EP	55
Tabela 4.2 - Parâmetros do modelo HS.....	56
Tabela 4.3 – Parâmetros do modelo MCC	58
Tabela 4.4 – Parâmetros do modelo SS.....	60
Tabela 4.5 – Parâmetros do modelo SC1	63
Tabela 4.6 – Parâmetros do modelo BBM e da curva característica.....	66
Tabela 4.7 – Etapas de carregamento (Silva, 2025).....	76

LISTA DE SIGLAS E ABREVIACOES

ABEEólica – Associação Brasileira de Energia Eólica
ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica
BBM – Barcelona Basic Model
CEGUnB – Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília
DF – Distrito Federal
DNV GL – Det Norske Veritas e Germanischer Lloyd
ELF – Estado Limite  Fadiga
ELS – Estado Limite de Serviço
ELU – Estado Limite ltimo
EOL-20 – Torre eólica experimental de 20 m
EPE – Empresa de Pesquisa Energética
EUA – Estados Unidos da América
FT – Faculdade de Tecnologia
GW – Gigawatt
GWEC – Global Wind Energy Council
HS – Hardening Soil
HSS – Hardening Soil Small-Strain
IEA – International Energy Agency
ISE – Interação Solo–Estrutura
MC – Mohr–Coulomb
MCC – Modified Cam-Clay
MEF – Método dos Elementos Finitos
P&D – Pesquisa e Desenvolvimento
PROINFA – Programa de Incentivo  Fontes Alternativas de Energia Elétrica
SC1 – S-CLAY1
SS – Soft Soil
UnB – Universidade de Brasília

LISTA DE SÍMBOLOS

- A – Área
- C_D – Coeficiente de arrasto
- E – Módulo de elasticidade
- E_{50} – Módulo secante correspondente a 50% da tensão de ruptura
- E_{ur} – Módulo de descarregamento–recarregamento
- F_D – Força de arrasto
- G – Módulo de rigidez cisalhante
- G_0 – Módulo de rigidez cisalhante para pequenas deformações
- K – Rigidez lateral
- M – Momento fletor
- p – Invariante de tensão média (invariante de Cambridge)
- p' – Tensão média efetiva
- q – Invariante de tensão desviadora (invariante de Cambridge)
- R – Raio da estaca
- u – Pressão neutra
- u_x, u_y, u_z – Deslocamentos nas direções x, y e z
- V – Velocidade do vento
- V_s – Velocidade da onda cisalhante
- $\beta_x, \beta_y, \beta_z$ – Graus de liberdade de rotação em x, y e z
- δ – Deslocamento
- δ_x – Deslocamento horizontal
- ε – Deformação
- ε_v – Deformação volumétrica
- θ – Ângulo de Lode
- η – Razão de carregamento (q/p')
- λ – Inclinação da linha de compressão normal
- κ – Inclinação da linha de descarregamento–recarregamento
- ρ – Densidade
- ρ_{ar} – Densidade do ar
- σ – Tensão
- σ' – Tensão efetiva

1 INTRODUÇÃO

Os aerogeradores, amplamente utilizados na geração de energia limpa e sustentável, dependem de sistemas de fundação capazes de garantir estabilidade estrutural e desempenho adequado ao longo de sua vida útil. Essas fundações, frequentemente constituídas por estacas, estão sujeitas a carregamentos cíclicos laterais decorrentes da ação de ventos variáveis, efeitos aerodinâmicos e vibrações operacionais. Em solos residuais, típicos de regiões tropicais, tais carregamentos impõem desafios adicionais, associados às características peculiares desses materiais, como elevada porosidade, presença de estrutura cimentada e alta condutividade hidráulica, que influenciam o comportamento mecânico do maciço.

Embora os estudos sobre o comportamento de estacas em meios mais convencionalmente investigados, como areias, argilas sedimentares e rochas fracas, tenham avançado de forma consistente nas últimas décadas (Matlock, 2006; Reese et al., 2006a, 2006b; Basack, 2009; Basack et al., 2016), a resposta estrutural das fundações não pode ser analisada de forma isolada. O comportamento da estaca e do solo adjacente encontra-se intrinsecamente interligado, de modo que variações no estado de tensões em um desses sistemas são progressivamente transmitidas ao outro até que se estabeleça uma nova condição de equilíbrio. Essa interação, denominada Interação Solo-Estrutura (ISE), assume papel central na análise de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos, como os aerogeradores.

Nesse contexto, os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) dessas estruturas passam a ser governados não apenas por critérios clássicos de ruptura, mas também por condições associadas a deslocamentos excessivos, vibrações induzidas e à evolução do comportamento do sistema ao longo dos ciclos de carregamento durante a vida útil da estrutura (Bhattacharya, 2019). Assim, a avaliação do desempenho de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais apresenta desafios adicionais, em especial devido à natureza progressiva e acumulativa dos mecanismos envolvidos.

Estudos experimentais e de campo indicam que carregamentos cíclicos laterais podem induzir fenômenos como a formação de lacunas entre o solo e a estaca, degradação gradual da rigidez do maciço e acúmulo de deformações plásticas ao longo do tempo (Faro et al., 2015; Consoli et al., 2016; Faro et al., 2018). Ensaios realizados com controle de amplitudes de deslocamento evidenciam que a capacidade lateral mobilizada tende a reduzir-se com o aumento do número de ciclos, até atingir um patamar aproximadamente estável, sendo essa degradação fortemente

dependente da amplitude imposta (Consoli et al., 2020). Resultados semelhantes também são reportados em estudos clássicos sobre carregamentos cíclicos em fundações profundas (Poulos, 1981; Long & Vanneste, 1994).

De forma complementar, simulações numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF), associadas à utilização de modelos constitutivos avançados, têm sido empregadas para investigar o comportamento de estacas sob carregamentos cíclicos laterais, permitindo a análise da evolução dos mecanismos de deformação e plastificação e a reprodução das tendências observadas experimentalmente. Nesse âmbito, a adoção de modelos constitutivos como o Cam-Clay e suas extensões, Hardening Soil e formulações mais avançadas, mostra-se fundamental para a representação do comportamento de estacas submetidas a carregamento cíclico.

Aspectos como a degradação progressiva da rigidez do solo, o grau de saturação e os efeitos acumulativos dos ciclos de carga configuram informações importantes que controlam a resposta do sistema solo-estaca. Estudos desenvolvidos nessa linha de pesquisa não apenas contribuem para a compreensão dos mecanismos físicos envolvidos na interação solo-estrutura sob carregamentos cíclicos, mas também fornecem subsídios técnicos relevantes para o dimensionamento e a avaliação do desempenho de fundações em estacas submetidas a esse tipo de solicitação.

1.1 Justificativa

A análise da interação solo-estaca (ISE) sob carregamentos cíclicos é fundamental para compreender fenômenos como a degradação da rigidez, o acúmulo de deslocamentos e os impactos nos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS). Nesse sentido, este trabalho busca preencher uma lacuna significativa na literatura ao investigar de forma aprofundada o comportamento de fundações em solos tropicais submetidas a carregamentos repetitivos. A contribuição deste estudo reside na avaliação da influência de diferentes modelos constitutivos, com o objetivo de fornecer subsídios mais precisos e eficazes para o projeto de fundações sujeitas a essas condições de solicitação.

1.2 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é investigar a influência dos modelos constitutivos (*Elástico Perfeitamente Plástico, Cam-Clay, Soft Soil, Barcelona Basic Model, SClay-1 e Hardening Soil*), na simulação numérica do comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais em solos tropicais.

Por meio da análise tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), busca-se avaliar como a degradação da rigidez do solo, o grau de saturação e os efeitos acumulativos de ciclos de carga e descarga influenciam no desempenho das fundações.

1.3 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são os seguintes:

- Realizar uma revisão bibliográfica detalhada sobre os modelos constitutivos aplicáveis ao comportamento cíclico de solos e estacas;
- Desenvolver um modelo numérico tridimensional baseado no método dos elementos finitos, que possibilite a análise da interação solo-estrutura de uma estaca submetida a carregamento lateral cíclico.;
- Avaliar a influência de diferentes modelos constitutivos do solo na interação solo-estrutura, focando na capacidade de carga lateral e no acúmulo de deformações, considerando combinações de carregamentos cíclicos que representem os estados limites último e de serviço;
- Comparar os resultados obtidos para cada um dos modelos constitutivos, verificando diferenças no comportamento das fundações;
- Propor recomendações para o dimensionamento de fundações de aerogeradores *onshore* em solos tropicais, considerando os efeitos do carregamento cíclico lateral e as características dos solos locais.

Serão utilizados os modelos constitutivos: Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP), Hardening Soil (HS), Cam-Clay Modificado (CCM), Soft-Soil (SS), S-Clay1 (SC1) e Barcelona Basic Model (BBM).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir, são apresentados os conceitos fundamentais que embasam o desenvolvimento deste trabalho. Serão abordados temas relacionados à geração de energia eólica, aos sistemas de fundação de aerogeradores, às interações solo-estrutura em condições de carregamento cíclico e à modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF).

2.1 Energia Eólica e Sistemas de Aerogeradores

A energia eólica corresponde à energia associada ao movimento das massas de ar, gerada principalmente pelas diferenças de temperatura e pressão atmosférica na superfície terrestre. Para a conversão dessa energia em eletricidade, utilizam-se aerogeradores que captam a energia cinética do vento através da rotação de pás, transformando-a primeiramente em energia mecânica e, posteriormente, em energia elétrica por meio de geradores acoplados. O desempenho desse processo depende de fatores como a densidade do ar, a área varrida pelas pás e a velocidade do vento, sendo naturalmente limitado pelas condições ambientais de cada localidade (ANEEL, 2008).

Entre as fontes renováveis, a energia eólica apresenta características que a tornam altamente atrativa: seu insumo — o vento — é gratuito, renovável e não poluente. A operação dos sistemas eólicos não gera emissões diretas de gases de efeito estufa, não compromete integralmente as áreas ocupadas e, em muitas situações, apresenta competitividade econômica frente a fontes tradicionais de geração (Vian et al., 2021). Essas qualidades favorecem seu emprego em diversas aplicações históricas, desde o bombeamento de água até a geração moderna de eletricidade.

Embora o potencial teórico de energia eólica no planeta seja estimado em cerca de 500 mil TWh por ano, restrições de ordem técnica, econômica e socioambiental limitam a fração explorável a cerca de 10% desse valor — o que ainda supera em mais de 190% a produção mundial de energia elétrica registrada em 2017 (IEA, 2018).

Nos tópicos a seguir, será apresentado um panorama da evolução da geração eólica no mundo e no Brasil, abordando ainda os principais aspectos tecnológicos associados aos aerogeradores, incluindo sua estrutura, funcionamento e tipos de sistemas empregados na atualidade.

2.1.1 Geração de Energia Eólica: Contexto Global e Nacional

A geração de energia eólica desempenha um papel cada vez mais relevante na matriz energética mundial, impulsionada pela busca de fontes de energia renováveis e de baixo impacto ambiental. O desenvolvimento da tecnologia eólica teve início na Escócia, em 1887, com a construção do primeiro aerogerador destinado ao abastecimento de sistemas de iluminação residencial (Price, 2005). Posteriormente, em 1931, foi registrada a primeira sincronização de energia eólica à rede elétrica, em Balaklava, na antiga União Soviética, utilizando um rotor de 30 metros de diâmetro e potência de 100 kW (Hau, 2006).

Durante as décadas seguintes, avanços significativos foram observados, como a construção da primeira turbina de 1,25 MW em Vermont (EUA) em 1941, embora sua operação tenha sido interrompida precocemente (Renewable Energy Vermont, 2019). Um novo impulso ao setor ocorreu a partir das crises do petróleo nas décadas de 1970 e 1980, que estimularam investimentos em tecnologias alternativas nos Estados Unidos, Dinamarca e Alemanha, estabelecendo a Europa como um polo de inovação na geração eólica.

Em termos globais, o crescimento da capacidade instalada foi exponencial. De acordo com o Global Wind Energy Council (GWEC, 2018), a capacidade mundial passou de aproximadamente de 24 GW em 2001 para mais de 539 GW em 2017. Atualmente, a China lidera o mercado eólico global, concentrando cerca de 35% da capacidade instalada, seguida pelos Estados Unidos (17%) e Alemanha (10%) (GWEC, 2018; Vian et al., 2021).

No Brasil, a trajetória da energia eólica difere do padrão internacional. A primeira instalação significativa ocorreu em 1992, em Fernando de Noronha. Entretanto, foi somente a partir do Programa de Incentivo às Fontes Alternativas de Energia Elétrica (PROINFA), instituído em 2002, que a fonte eólica ganhou impulso no país (Vian et al., 2021). O PROINFA, apesar de apresentar desafios relacionados a prazos e custos, foi fundamental para o desenvolvimento de uma cadeia nacional de fornecedores e para a inserção efetiva da energia eólica na matriz elétrica.

O crescimento do setor se consolidou a partir do segundo leilão de energia de reserva em 2009, com a contratação de 1,8 GW exclusivamente de fonte eólica (ABEEólica, 2018). A partir de então, com a entrada de novos fabricantes, melhoria da infraestrutura e redução dos custos, a energia eólica tornou-se uma das fontes mais competitivas do mercado nacional. Em 2017, o

Brasil alcançou a marca de 12.763 MW de capacidade instalada, ocupando a oitava posição no ranking mundial (GWEC, 2018). Nesse ano, a energia eólica representou 7,4% da produção elétrica nacional.

O crescimento da capacidade instalada é ilustrado nas Figura 2.1 e Figura 2.2, que mostram respectivamente a evolução global e nacional da energia eólica. Essas figuras demonstram a rápida ascensão da energia eólica no cenário mundial e a consolidação do Brasil como um importante mercado emergente no setor, além da projeção futura da capacidade de instalação de energia eólica no país até 2026.

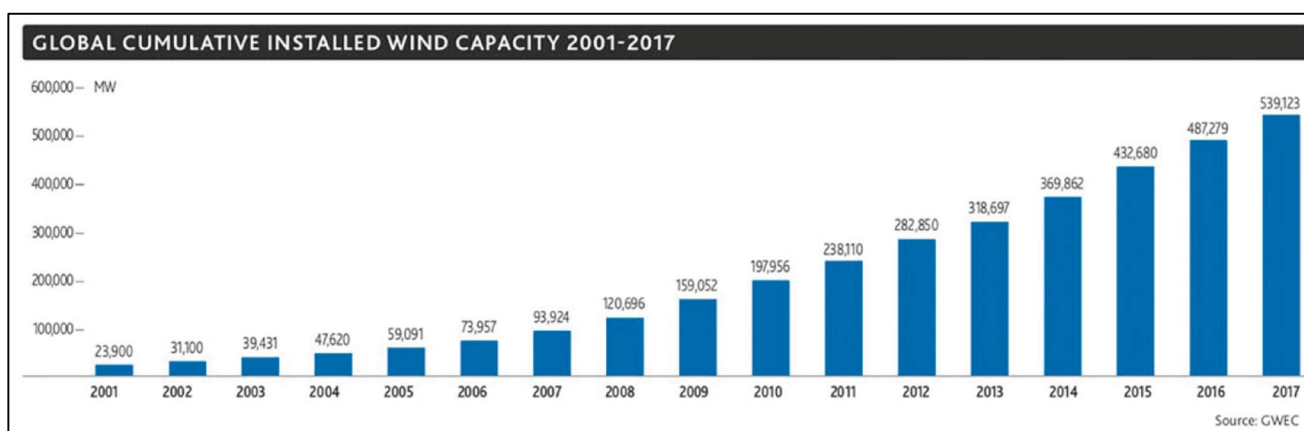


Figura 2.1 – Crescimento global da energia eólica (GWEC, 2018)



Figura 2.2 – Crescimento da capacidade de instalação de energia eólica no Brasil (ABEEólica, 2021)

Conforme observado, o cenário atual aponta para um futuro promissor, com projeções indicando a contínua expansão da energia eólica no Brasil, impulsionada tanto por políticas de incentivo quanto pelos avanços tecnológicos, como turbinas de maior capacidade e novos desenvolvimentos em fundações para aerogeradores offshore.

2.1.2 Características Estruturais e Funcionais das Turbinas Eólicas

O vento é a principal fonte de energia utilizada pelos aerogeradores, apresentando como vantagens o custo nulo do insumo e a disponibilidade renovável e abundante. No entanto, a variabilidade aleatória da velocidade e da direção dos ventos, influenciada por fatores geográficos, climáticos e pela altura em relação ao solo, impõe desafios técnicos à geração contínua de energia (VIAN et al., 2021). A distribuição estatística da velocidade dos ventos em diferentes períodos pode ser descrita adequadamente pela função de Weibull, como mostrado na Eq. (1), enquanto a direção predominante dos ventos pode ser representada por diagramas conhecidos como “rosas dos ventos” (Figura 2.3).

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^a \quad (1)$$

onde:

- v é a velocidade média do vento à altura h acima do nível do solo (m/s);
- v_0 é a velocidade média de referência do vento medida a uma altura conhecida h_0 (m/s);
- h é a altura de interesse, geralmente correspondente à altura do eixo do aerogerador (m);
- h_0 é a altura de referência na qual a velocidade v_0 foi medida (m);
- a é o expoente de rugosidade do terreno, adimensional, que representa a influência das características da superfície (rugosidade, obstáculos e topografia) no perfil vertical da velocidade do vento.

Valores típicos do expoente a variam conforme o tipo de terreno, sendo menores para superfícies lisas, como corpos d'água, e maiores para áreas urbanas ou florestadas, refletindo o aumento da dissipação de energia devido à rugosidade superficial.

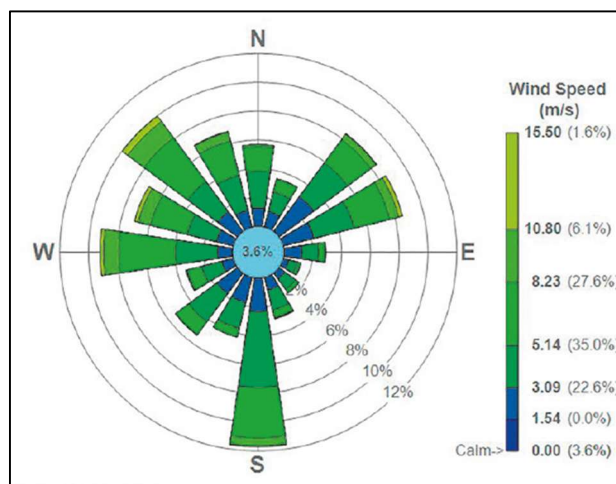


Figura 2.3 – Rosa dos ventos para uma cidade do Nordeste (Vian et al., 2021)

Além disso, a velocidade dos ventos varia com a altura, sendo comum o uso da equação da lei de potência para estimar essa variação. Em geral, turbinas mais altas captam ventos mais constantes e de maior intensidade, melhorando a eficiência de geração, embora exijam estruturas mais robustas para resistir aos esforços adicionais (Wagner et al., 2011).

Do ponto de vista estrutural, os aerogeradores são compostos essencialmente por três partes principais: o rotor (conjunto de pás e cubo), a nacelle (que abriga o gerador, multiplicador e sistema de orientação) e a torre de sustentação (Alves, 2011). A captura da energia cinética do vento inicia-se nas pás, cuja rotação é convertida em energia mecânica e, posteriormente, em energia elétrica. Sistemas modernos utilizam geradores síncronos de ímãs permanentes ou geradores de indução duplamente alimentados, permitindo maior flexibilidade operacional.

Os aerogeradores podem ser classificados de forma geral em *onshore* (instalados em terra) e *offshore* (instalados no mar). Enquanto os aerogeradores *onshore* têm menores custos de instalação e manutenção, os *offshore* beneficiam-se de ventos mais fortes e constantes, resultando em maior produtividade (Vian et al., 2021).

Em termos de tipologia, as turbinas eólicas podem ser ainda classificadas em função da orientação do eixo de rotação. Turbinas de eixo vertical, embora permitam montagem de equipamentos ao nível do solo e captação de vento em qualquer direção, apresentam menor eficiência e são limitadas em porte (European Wind Energy Association, 2012). Atualmente, predominam as turbinas de eixo horizontal (Figura 2.4) de três pás, devido à sua maior eficiência aerodinâmica e menor nível de ruído.

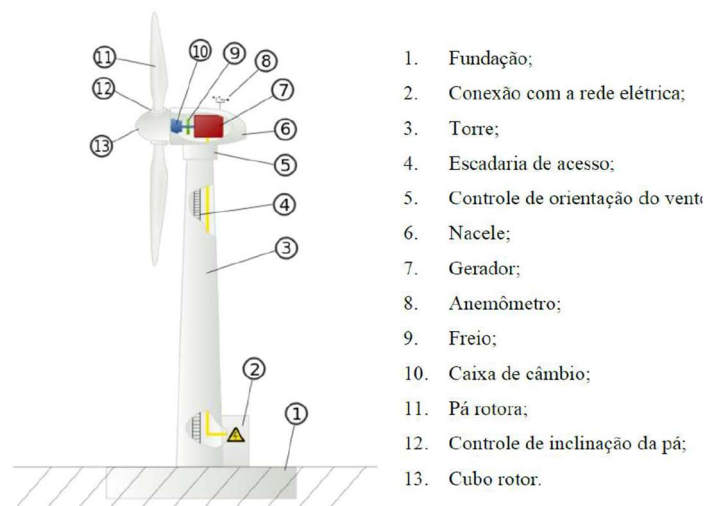


Figura 2.4 – Componentes básicos de um aerogerador de eixo horizontal (Veríssimo, 2017)

O processo de geração de energia elétrica nesse tipo de sistema inicia-se com a conversão da energia cinética do vento. A força do vento incide sobre as pás do rotor, provocando sua rotação. Essa movimentação é transmitida ao gerador elétrico por meio de um sistema de transmissão, resultando na conversão da energia mecânica em energia elétrica. Posteriormente, a eletricidade gerada é conduzida para a rede de distribuição, tornando-se disponível para consumo.

Os aerogeradores estão sujeitos a carregamentos dinâmicos variados, provenientes da ação do vento e da operação do rotor. Esses carregamentos podem ser classificados conforme suas naturezas principais (Ribeiro, 2020):

- **Carregamentos aerodinâmicos:** são decorrentes da ação direta do vento sobre as pás e a torre, gerando forças horizontais variáveis que podem induzir oscilações e esforços de flexão nas estruturas.
- **Carregamentos gravitacionais:** referem-se ao peso próprio dos componentes do aerogerador, como as pás, a torre e a nacele, sendo constantes ao longo do tempo e influenciando principalmente as solicitações axiais.
- **Carregamentos inerciais:** resultam das acelerações e desacelerações do rotor, além dos efeitos dinâmicos associados a rajadas de vento e às cargas periódicas de operação (conhecidas como cargas 1P e 3P).

A correta consideração desses carregamentos é fundamental para a análise estrutural e dinâmica dos aerogeradores, uma vez que fenômenos como amplificação dinâmica e fadiga podem comprometer a vida útil da estrutura se não forem adequadamente previstos.

2.1.3 Cargas e Estados Limites de Projeto

A atuação do vento sobre os aerogeradores é uma das principais fontes de carregamentos dinâmicos, sendo caracterizada por sua variabilidade em intensidade e direção ao longo do tempo (Vian et al., 2021). A velocidade do vento pode ser modelada como a combinação de uma componente média constante e uma componente flutuante de rajadas, conforme descrito pelo modelo espectral de Davenport (1961) apud Adhikari & Bhattacharya (2012). Em geral, o espectro de frequência associado ao vento apresenta frequências bastante baixas, em torno de 0,02 Hz, o que é significativamente inferior às frequências naturais principais das estruturas suporte de aerogeradores *onshore*.

Apesar disso, o vento é responsável por provocar cargas cíclicas que, ao longo do tempo, podem gerar danos de fadiga e recalques diferenciais progressivos no solo (Bhattacharya, 2019). Assim, para uma avaliação correta da resposta estrutural, é necessário considerar não apenas as cargas de vento de curta duração, mas também as componentes harmônicas associadas à rotação do rotor (frequência 1P) e à passagem das pás (frequência 3P), como ilustrado na Figura 2.5.

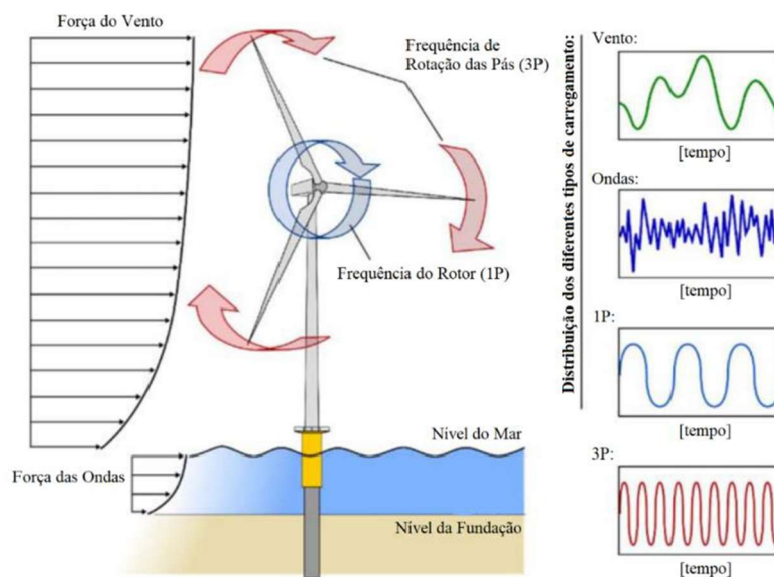


Figura 2.5 – Distribuição real dos quatro principais tipos de carregamento (Bhattacharya, 2019 adaptado por Silva, 2022)

Segundo a classificação proposta por Tempel e Molenaar (2002), o comportamento dinâmico dos aerogeradores pode ser dividido em três categorias de acordo com a relação entre as frequências naturais da estrutura e as frequências de excitação (1P e 3P):

- Sistema rígido-rígido (*stiff-stiff*): frequência natural maior que 3P.
- Sistema flexível-rígido (*soft-stiff*): frequência natural entre 1P e 3P.
- Sistema flexível-flexível (*soft-soft*): frequência natural menor que 1P.

A análise da ressonância e o correto espaçamento entre frequências naturais e de excitação é essencial para evitar danos estruturais e de fadiga, sendo recomendada uma margem de segurança de no mínimo 10% entre essas frequências (DNV, 2002 apud Adhikari & Bhattacharya, 2012).

Além disso, as cargas cíclicas devem ser verificadas quanto aos estados limites de projeto:

- **Estado Limite Último ou de Ruptura (ELU):** relacionado à colapso parcial ou total da estrutura da torre ou da fundação: fadiga do concreto, das armaduras de aço das estacas, das conexões soldadas e da região de ligação entre fundação e estrutura, e a capacidade de carga do solo de fundação.
- **Estado Limite de Serviço (ELS):** associado a recalques excessivos, vibrações e movimentações que comprometam a operação.

2.2 Fundações de Aerogeradores

Estruturas de suporte de aerogeradores apresentam comportamento dinâmico sensível, uma vez que suas frequências naturais de vibração se podem encontrar próximas das frequências de excitação geradas pelas solicitações ambientais e mecânicas atuantes (Bhattacharya et al., 2017). Este cenário torna indispensável a análise criteriosa da resposta dinâmica do sistema, visando evitar a ocorrência de ressonância, que pode resultar na amplificação das deformações e acelerar o processo de fadiga estrutural (Arany et al., 2016).

O projeto de fundações para aerogeradores, portanto, exige uma abordagem integrada entre os aspectos estruturais e geotécnicos. Do ponto de vista estrutural, é necessário avaliar corretamente as cargas atuantes, os efeitos da interação solo-estrutura (ISE) e o desempenho dinâmico da fundação. Do ponto de vista geotécnico, a fundação deve ser projetada

considerando a capacidade de carga do solo e os deslocamentos admissíveis, atendendo aos requisitos dos estados limite último (ELU) e de serviço (ELS).

Conforme descrito por Milititsky (2019), o dimensionamento adequado das fundações deve garantir:

- A segurança do sistema solo-estrutura para todas as condições de carregamento;
- O controle dos deslocamentos para que não prejudiquem o funcionamento da estrutura;
- A durabilidade e funcionalidade da fundação durante a vida útil do aerogerador;
- A sustentabilidade da solução, considerando aspectos técnicos e econômicos.

Neste contexto, o estudo das fundações de aerogeradores representa uma etapa crítica para assegurar a estabilidade, a eficiência e a longevidade das instalações de geração de energia eólica.

A seguir, são apresentados os tipos de fundação de aerogeradores e os critérios de seleção de acordo com a necessidade, e os conceitos de carregamentos cíclicos laterais em estacas

2.2.1 Tipos de Fundação e Critérios de Seleção

A escolha adequada do tipo de fundação para aerogeradores é fundamental para garantir o desempenho e a estabilidade do sistema ao longo da sua vida útil. Essa definição deve considerar fatores como a localização e o tipo de torre, as magnitudes das cargas atuantes, as condições do subsolo, as práticas construtivas locais, os custos envolvidos, a disponibilidade de materiais e os requisitos estabelecidos por normas técnicas, fabricantes e órgãos reguladores (Milititsky, 2019).

De maneira geral, as fundações de aerogeradores podem ser classificadas em dois grandes grupos: fundações rasas e fundações profundas. Segundo a NBR 6122/2019, as fundações rasas são aquelas cuja base está apoiada a uma profundidade inferior ao dobro da menor dimensão em planta, transmitindo as cargas ao solo de forma distribuída. Já as fundações profundas possuem a base situada a profundidade superior a oito vezes essa menor dimensão, com transmissão de carga por resistência de ponta, de fuste ou ambas.

As fundações rasas são preferidas em situações nas quais o solo superficial apresenta alta resistência, permitindo uma solução mais econômica e de execução mais simples. Entre seus tipos, destacam-se as fundações simples, aquelas associadas a tratamentos do solo como cimento ou brita, e as pré-moldadas. Suas principais vantagens incluem o baixo custo, facilidade construtiva e inspeção direta do material de base.

Entretanto, sua aplicação é limitada a áreas amplas e subsolos de boa qualidade, tornando-se inviáveis em terrenos problemáticos (Milititsky, 2019) ou em situações que resultam em altas excentricidades na carga vertical.

Por outro lado, as fundações profundas tornam-se necessárias quando o solo superficial não apresenta capacidade de suporte suficiente ou quando se deseja reduzir as dimensões superficiais da fundação. Para aerogeradores, a utilização de estacas, como escavadas, hélice contínua monitorada, pré-moldadas, metálicas e raiz, é comum. Esses elementos oferecem vantagens como alcance de grandes profundidades, adaptação a diferentes tipos de solos e velocidade construtiva, mas exigem cuidados executivos específicos e podem apresentar custos mais elevados.

No Brasil, a aplicação de fundações profundas é predominante no setor eólico, especialmente com a utilização de estacas do tipo hélice contínua monitorada, responsáveis por aproximadamente 56,7% das torres implantadas (Nardelli, 2019). Essa escolha reflete a adaptação às condições geotécnicas locais, caracterizadas pela predominância de solos tropicais, que demandam soluções diferenciadas em relação ao padrão internacional.

Embora não existam normas brasileiras específicas para o dimensionamento de fundações de aerogeradores, práticas de projeto seguem orientações de normas internacionais, como a *Guidelines for Design of Wind Turbine* (DNV/RISO, 2002), a *Guideline for Certification of Wind Turbines* (GL, 2010) e a *Recommendations for the Design, Calculation, Installation and Inspection of Wind-Turbine Foundations* (CFMS, 2011).

2.2.2 Carregamentos Cíclicos Laterais em estacas

O estudo do comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais é de extrema importância, especialmente em projetos de fundações de estruturas como

aerogeradores e plataformas *offshore*. Essas fundações, expostas a esforços repetitivos e flutuantes ao longo do tempo, sofrem alterações significativas em sua capacidade de carga e em sua resposta estrutural devido ao acúmulo progressivo de deformações. É importante considerar que o dimensionamento de estacas carregadas lateralmente envolve a avaliação conjunta de três critérios principais: a resistência última do solo, a carga última do elemento estrutural e a deflexão máxima da estaca.

Conforme destacado por Milititsky (2019), a escolha do tipo de análise está relacionada à rigidez do sistema, podendo este ser classificado como rígido ou flexível (Figura 2.6). Em sistemas rígidos, a resistência de ponta é predominante e as deflexões são desprezíveis, sendo o dimensionamento orientado pela ruptura do solo ou do elemento estrutural. Já em sistemas flexíveis, a resistência de ponta é desprezada e a deflexão do eixo da estaca torna-se um fator determinante para a segurança e o desempenho da estrutura, exigindo análises elastoplásticas e avaliações detalhadas da curva carga *versus* deslocamento.

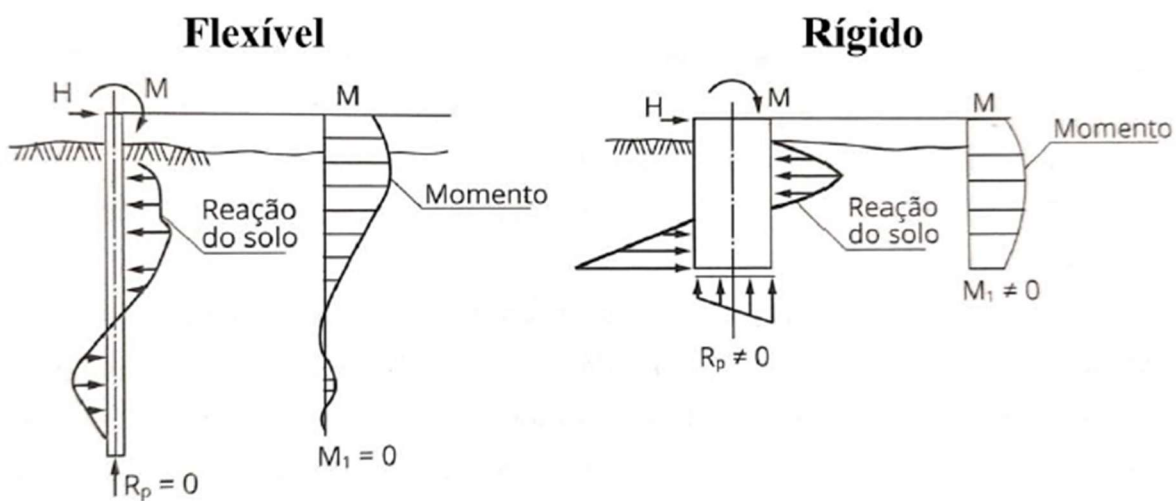


Figura 2.6 - Classificação das estacas quanto a rigidez relativa (Milititsky, 2019)

Além da magnitude do carregamento e do número de ciclos aplicados, o comportamento das estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais é amplamente influenciado pelas características do solo circundante. Levy et al. (2009) destacam que, dependendo do nível de tensão imposto, o rearranjo estrutural das partículas do solo pode não ser suficiente para garantir o equilíbrio, levando ao *ratcheting* (acúmulo progressivo de deformações plásticas) ou, em casos de estabilização, ao *shakedown*, quando as deformações tendem a se extinguir após um número finito de ciclos.

Estudos como os de Abadie et al. (2018) e Liao et al. (2018) destacam que a amplitude do carregamento (ΔQ) desempenha um papel fundamental. Pequenas amplitudes tendem a preservar a rigidez inicial das fundações, enquanto amplitudes maiores, associadas a um número elevado de ciclos, causam uma redução progressiva da rigidez e deslocamentos acumulados. Esse comportamento é especialmente relevante em solos moles e em estacas mais curtas, onde a suscetibilidade à degradação é maior (Truong et al., 2018). Em solos granulares, Hettler (1983) ressalta que tensões superiores a 1 MPa podem induzir à quebra de grãos, influenciando significativamente a resposta da fundação.

As fundações de aerogeradores, particularmente as *monopiles*, estão expostas a carregamentos cíclicos horizontais de alta magnitude e longa duração. A análise dessas fundações deve considerar não apenas o número de ciclos, mas também a direção e frequência do carregamento. Haiderali et al. (2023) observaram que ciclos unidirecionais geram deformações acumuladas significativamente maiores do que ciclos bidirecionais, especialmente em solos argilosos, onde o desenvolvimento de poropressão e a permeabilidade têm grande influência no comportamento da fundação.

O artigo de Achmus et al. (2009) propõe um modelo numérico para avaliar a degradação de rigidez em sistemas solo-estaca submetidos a carregamentos cíclicos. A metodologia é baseada em resultados de ensaios triaxiais drenados e aplica-se ao modelo de elementos finitos para representar a perda de rigidez secante do solo ao longo dos ciclos. A equação fundamental da degradação é dada pela Eq.(2):

$$\frac{E_{sN}}{E_{s1}} = \left(\frac{\varepsilon_{cp, N=1}^a}{\varepsilon_{cp, N}^a} \right) = N^{-b_1} X^{b_2} \quad (2)$$

em que E_{sN} e E_{s1} são os módulos secantes no ciclo N e no primeiro ciclo, respectivamente, $\varepsilon_{cp,N}^a$ é a deformação plástica acumulada, b_1 e b_2 são parâmetros empíricos, e X é a razão de tensões cíclicas definida conforme a Eq.(3):

$$X = \frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \quad (3)$$

O modelo permite simular a degradação de rigidez ao longo do tempo, com base em parâmetros derivados de ensaios laboratoriais. A Figura 2.7 ilustra esse conceito aplicado a um modelo numérico.

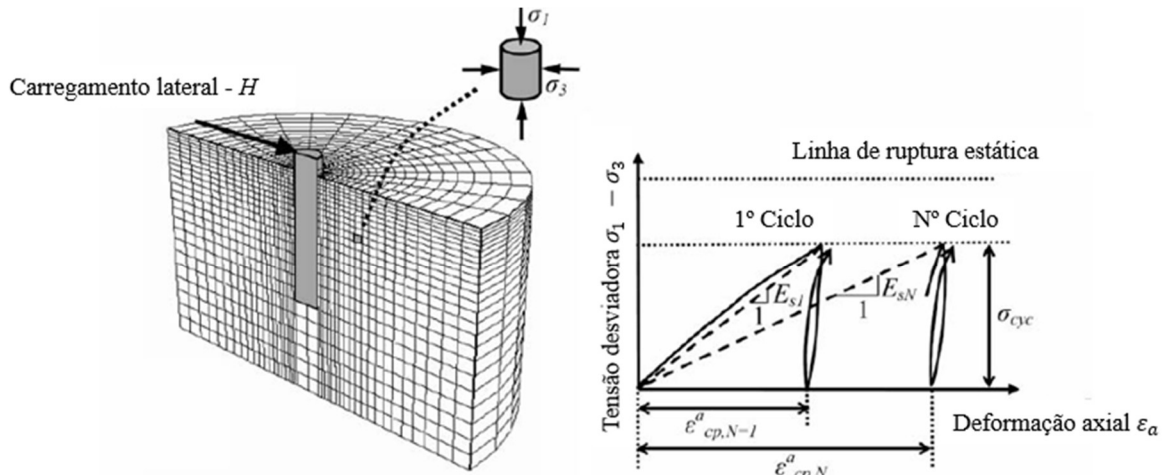


Figura 2.7 - Degradação do módulo secante em carregamento cíclico (adaptado de Achmus et al., 2009)

Esse comportamento foi validado por Achmus et al. (2009) com ensaios laboratoriais e modelos numéricos, mostrando boa aderência às deformações acumuladas. A Figura 2.8 esquematiza o acúmulo de deformações em estacas submetidas a diferentes estágios de carregamento.

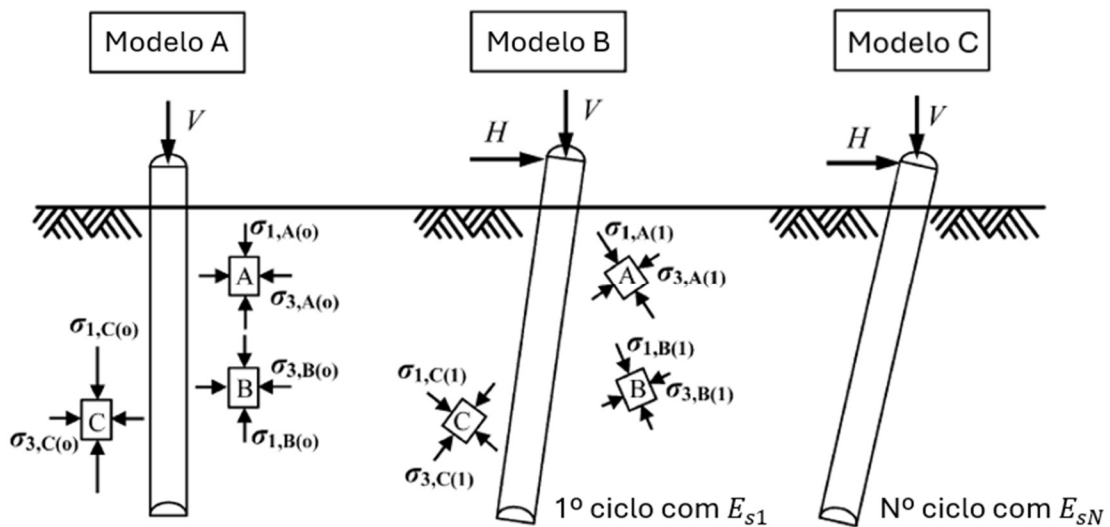


Figura 2.8 - Esquema da degradação de rigidez em sistema estaca-solo (adaptado de Achmus et al., 2009)

No contexto nacional, Matos (2024) desenvolveu uma avaliação detalhada do comportamento de fundações de protótipos eólicos em solos tropicais sob carregamentos cíclicos. Os ensaios experimentais com estacas-teste evidenciaram o acúmulo de deslocamentos permanentes, a

degradação do atrito lateral e a variação do módulo secante com o número de ciclos. Os resultados foram utilizados para calibração de modelos numéricos com base em elementos finitos, revelando a importância da seleção adequada de modelos constitutivos.

Segundo Matos (2024), a utilização de modelos como o *Structured Subloading Cam-Clay* e o modelo de dano plástico para o concreto possibilitou representar adequadamente os fenômenos observados, como o acúmulo de deformações plásticas e o amortecimento da resposta dinâmica das fundações, como ilustrado na Figura 2.9. Além disso, o autor destaca que a consideração da rigidez do solo para pequenas deformações impacta significativamente a estimativa da frequência natural das torres.

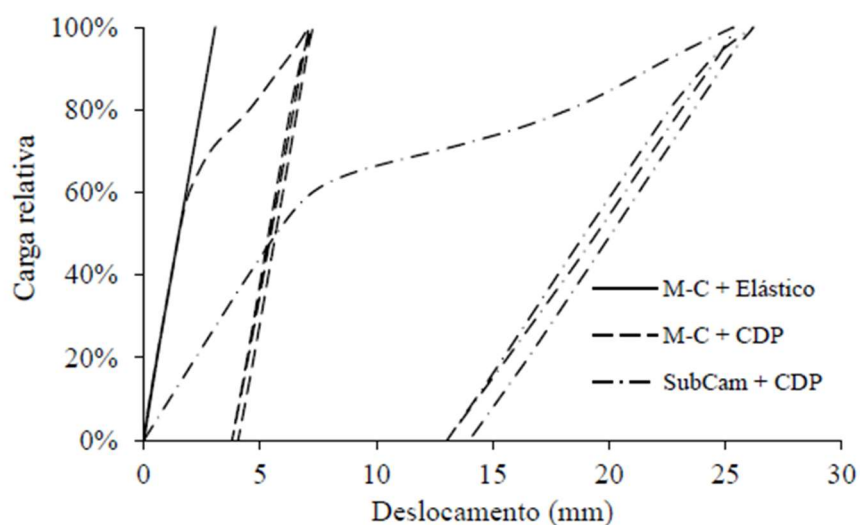


Figura 2.9 – Simulação de fundação submetida a carregamento horizontal cíclico utilizando diferentes combinações de modelos constitutivos para concreto e solo (Matos, 2024)

Portanto, para garantir a segurança e desempenho de estruturas fundadas em estacas submetidas a ações cíclicas, é fundamental considerar a degradação progressiva da rigidez do solo, a acumulação de deslocamentos e a modelagem precisa dos parâmetros geotécnicos ao longo dos ciclos. O uso de modelos constitutivos avançados, aliado à calibração experimental, é indispensável para representar os efeitos não lineares, anisotrópicos e transientes típicos dessas condições de carregamento.

2.3 Interação Solo-Estrutura (ISE)

A análise da interação entre o solo e os elementos estruturais é uma exigência normativa em casos nos quais os efeitos dessa relação podem impactar significativamente a estabilidade e o desempenho da fundação. De acordo com a NBR 6122:2019, a consideração da interação solo-

estrutura é obrigatória em fundações cujo elemento vertical (como estacas ou blocos elevados) possua uma relação altura/largura superior a 4, uma vez que nestes casos os deslocamentos e a rigidez relativa entre o solo e a estrutura podem afetar a distribuição de esforços e o comportamento global do sistema.

A norma ainda recomenda que, sempre que os deslocamentos forem relevantes para o desempenho da superestrutura, como ocorre em estruturas esbeltas, sensíveis a recalques ou em fundações submetidas a carregamentos cíclicos, a interação solo-estrutura seja analisada com métodos que representem adequadamente o acoplamento entre os componentes.

Nos tópicos a seguir, serão apresentados os principais fundamentos da interação solo-estrutura (ISE), bem como sua relevância no comportamento de sistemas em solos tropicais sujeitos a carregamentos cíclicos, como é o caso do presente estudo.

2.3.1 Fundamentos da Interação Solo-Estrutura (ISE)

A interação solo-estrutura (ISE) é um fenômeno físico que descreve o comportamento conjunto entre a estrutura e o meio de fundação onde ela está inserida, levando em conta a influência recíproca entre as solicitações estruturais e a resposta do solo. Tradicionalmente, os projetos estruturais adotavam uma abordagem convencional em que a fundação era considerada um apoio fixo e indeformável, desprezando-se as modificações de rigidez do sistema devido aos recalques e à deformabilidade do solo. Essa simplificação, embora amplamente utilizada, pode comprometer a precisão no dimensionamento, ao subestimar ou superestimar os esforços atuantes. Conforme destacado por Colares (2006), a análise realista desse acoplamento entre solo e estrutura é fundamental para garantir a estabilidade da fundação ao longo da sua vida útil.

Nos casos em que os recalques induzidos pelo solo influenciam o comportamento global da estrutura, como ocorre em edificações altas, fundações profundas e estruturas submetidas a cargas cíclicas, a ISE deve ser obrigatoriamente considerada, principalmente quando se observa que os deslocamentos da fundação geram redistribuição de tensões, modificando as condições de contorno iniciais da estrutura e exigindo a avaliação do comportamento de tensão e deformação (Silva, 2022; Colares, 2006).

A modelagem da ISE pode ser realizada de diferentes maneiras, entre elas o método direto, em que o solo e a estrutura são simulados simultaneamente em um único modelo numérico, e o

método da subestrutura, onde os sistemas são avaliados separadamente e posteriormente acoplados. O solo, por sua vez, pode ser representado de maneira simplificada por molas (modelos discretos, como o de Winkler), ou de forma mais elaborada como um meio contínuo (modelos numéricos tridimensionais). O modelo de Winkler considera a distribuição de molas independentes, em que as pressões de contato são proporcionais aos recalques, regidas por um coeficiente de mola (k). Entretanto, não representa a interação entre as molas vizinhas, limitando sua precisão em função do nível de tensões e em solos heterogêneos (Small, 2001).

Nos modelos mais sofisticados, com representação do solo como meio contínuo, é possível considerar a não linearidade do comportamento do solo, efeitos tridimensionais, anisotropia, histerese e outras características complexas. Apesar de demandar maior capacidade computacional, esses modelos fornecem resultados mais realistas.

A Figura 2.10 ilustra a diferença entre o modelo convencional e aquele que considera a interação solo-estrutura. Observa-se que, enquanto o modelo convencional assume o solo como um apoio perfeitamente rígido, o modelo com ISE representa os recalques diferenciais, que influenciam diretamente as reações de apoio e a distribuição de esforços na superestrutura (Gusmão, 1990; Colares, 2006).

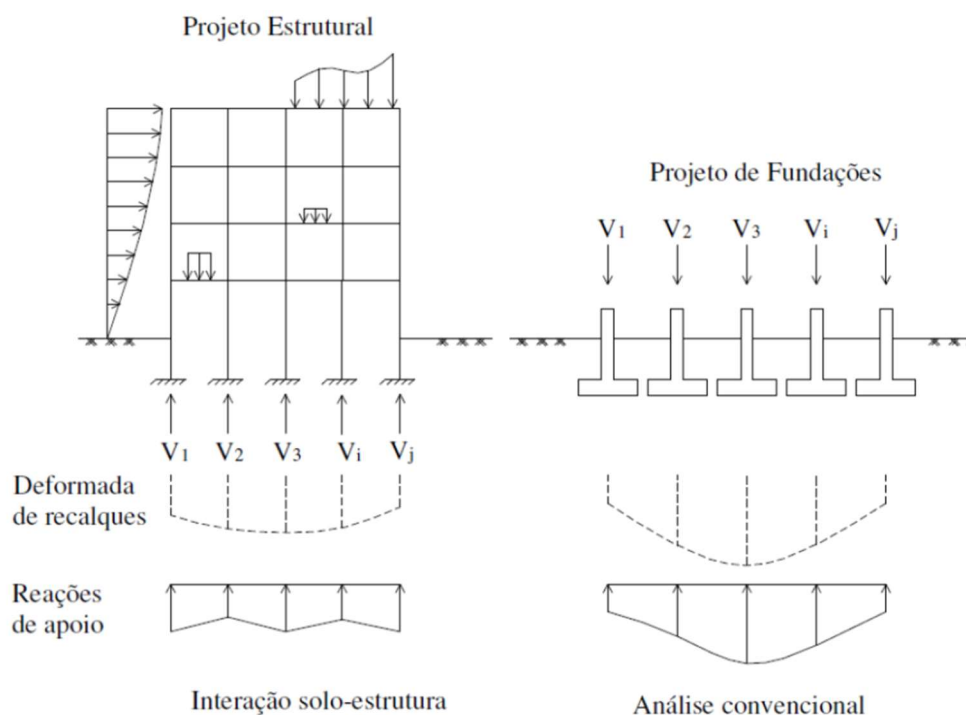


Figura 2.10 - Solução convencional de projetos de fundação e estrutural – (Gusmão, 1990 e 1994 adaptado por Colares, 2006)

Outro aspecto fundamental da ISE é o tipo de solicitação atuante. Quando a estrutura está submetida a forças horizontais e momentos fletores, como no caso de estacas carregadas lateralmente, a interação ocorre principalmente por meio da mobilização da resistência lateral do solo e do cisalhamento nas regiões próximas à interface solo-estaca. A Figura 2.11 mostra o comportamento deformacional do sistema estaca-solo sob ações laterais, destacando o deslocamento lateral da estaca e a redistribuição das tensões no solo adjacente (Bhattacharya, 2019).

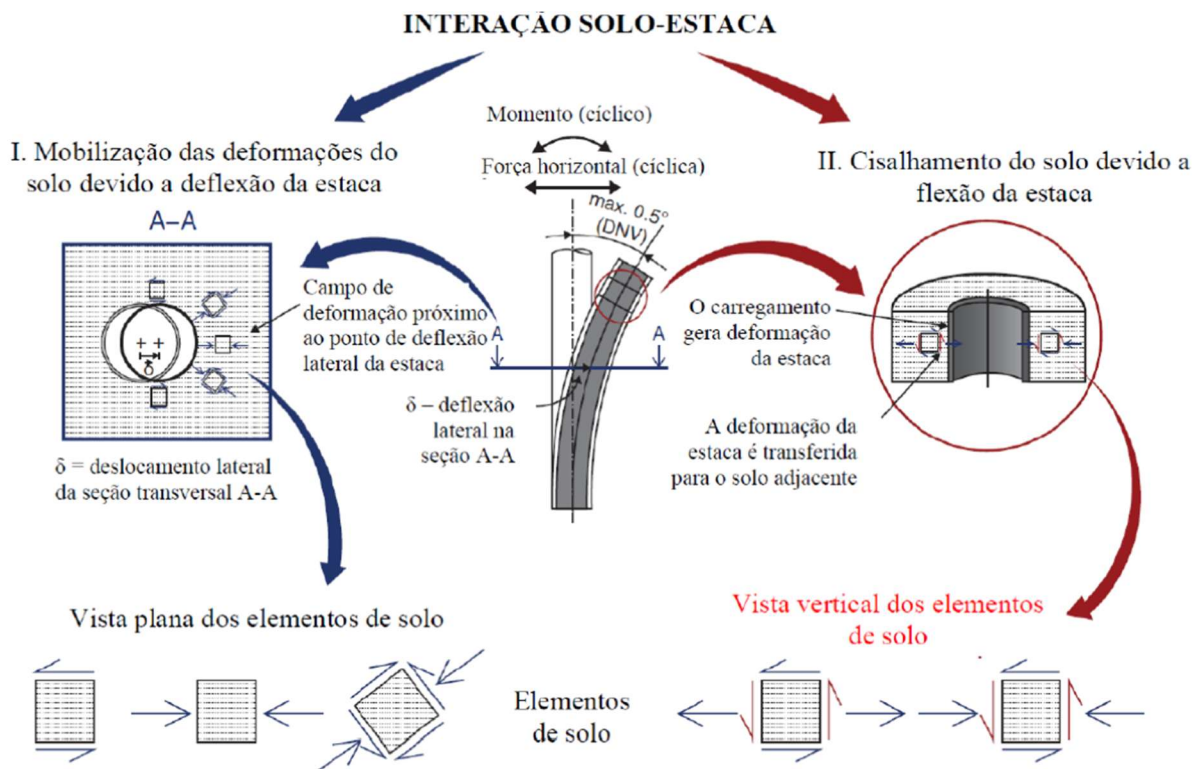


Figura 2.11 – Tipos de interação solo-estaca da fundação (*monopile*) de uma turbina eólica (Bhattacharya, 2019)

A rigidez relativa entre o solo e a estrutura é outro fator crítico que determina a magnitude da interação. Estruturas rígidas apoiadas em solos moles tendem a apresentar recalques significativos, enquanto estruturas flexíveis em solos rígidos podem apresentar concentrações de esforço. Adicionalmente, fatores como a forma da planta da edificação, a sequência construtiva, e a presença de edificações vizinhas também afetam o comportamento do sistema (Gavioli, 2018; Ribeiro, 2020).

Nos casos de estruturas fundadas sobre radier estaqueado, como em aerogeradores, a ISE é essencial para determinar a rigidez global da fundação, a transmissão de momentos fletores e a

eficiência de cada elemento estrutural na composição da resposta global. Ribeiro (2020) destaca que, em estudos numéricos com modelos calibrados com provas de carga, o uso de representações não lineares do solo é crucial para estimar corretamente os deslocamentos e rigidezes dinâmicas da fundação.

Diante disso, entende-se a importância do uso da ISE nas análises numéricas, que permite antever fenômenos de redistribuição de esforços, otimizar os recursos estruturais, melhorar a segurança e reduzir patologias associadas a recalques diferenciais e rigidez inadequada.

2.3.2 Relevância da ISE em Estruturas Sujeitas a Carregamentos Cíclicos

De acordo com Reese et al. (2006), a interação solo-estrutura é um aspecto presente em todas as fundações. No entanto, em situações específicas, como em estacas submetidas a esforços laterais, a consideração do acoplamento entre a resposta do solo e a flexibilidade da estaca é indispensável. Essa análise contrasta com problemas em que a rigidez estrutural é dominante, permitindo a simplificação do sistema com foco apenas na não linearidade do solo. Quando se trata de fundações de aerogeradores ou estruturas esbeltas, desconsiderar a ISE pode levar a erros significativos, tanto no dimensionamento estrutural quanto na avaliação da segurança global do sistema.

O comportamento da estaca frente a esforços horizontais depende da sua rigidez à flexão, comprimento, grau de engastamento, e das características de resistência do solo ao longo da profundidade. A Figura 2.12 ilustra os esforços infinitesimais atuantes em uma estaca submetida a carregamento lateral. Nesse modelo conceitual, o solo é tratado como um meio contínuo composto por camadas horizontais, sendo cortado por uma estaca dividida em fatias de espessura infinitesimal dz . A resistência do solo p é mobilizada na direção oposta aos deslocamentos y . Existem dois tipos de resistência: a compressão e ao cisalhamento. A resistência à compressão resulta na reação horizontal do solo sobre a estaca, que tenta adentrar o terreno. Já a resistência ao cisalhamento surge da tentativa da estaca de empurrar as camadas de solo, gerando forças variáveis com a profundidade. À medida que os deslocamentos aumentam, o solo plastifica nas camadas superiores, e a carga passa a ser transferida para regiões mais profundas, mobilizando progressivamente a resistência ao longo do fuste (Reese et al., 2006a; Salgado, 2007).

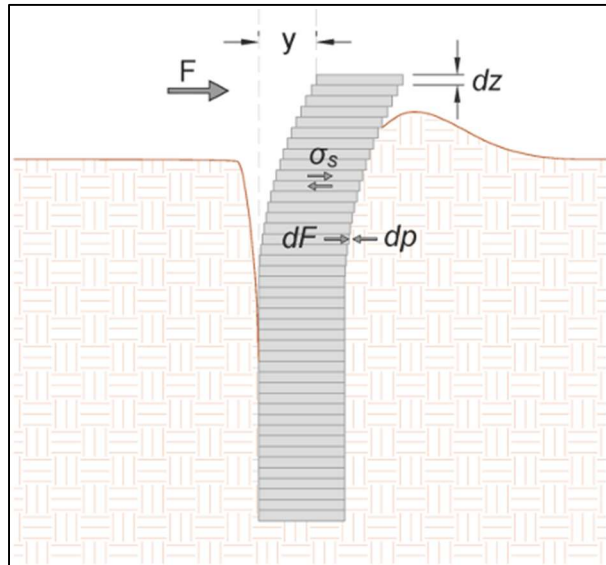


Figura 2.12 - Esforços infinitesimais na estaca (Cordeiro, 2019)

O conceito de rigidez da estaca é ilustrado na Figura 2.13, que apresenta dois casos extremos de estacas com topo livre: (a) estaca flexível e (b) estaca rígida. Na estaca flexível, o embutimento é suficiente para que a base permaneça praticamente indeformada, concentrando esforços e plastificação na região próxima ao topo. O rompimento nesse caso é governado pela resistência da própria estaca. Já na estaca rígida, o comportamento é caracterizado por uma rotação em torno de um ponto fixo ao longo do fuste, com a ruptura governada pela resistência do solo. Essas distinções refletem diretamente na forma como a ISE deve ser tratada no projeto, com implicações relevantes no dimensionamento das fundações e na previsão dos deslocamentos admissíveis.

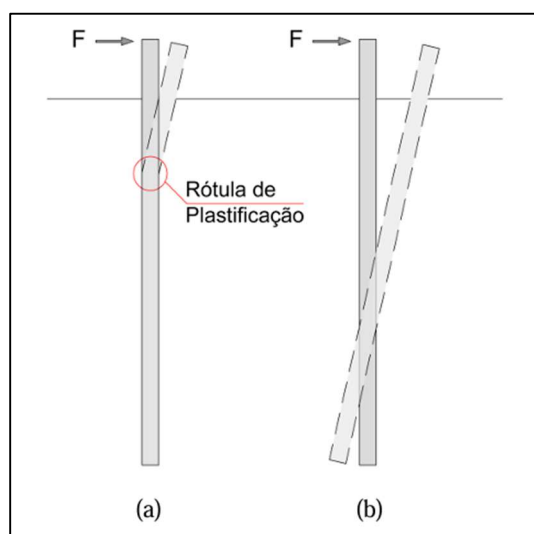


Figura 2.13 – Estacas de topo livre: (a) flexível; (b) rígida (Cordeiro, 2019)

Dessa forma, em estruturas sujeitas a esforços cíclicos laterais, a consideração da interação solo-estrutura é essencial para a avaliação da capacidade resistente e da rigidez do sistema, permitindo o atendimento simultâneo aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), conforme exigido pelas normas técnicas e pelos critérios de desempenho estrutural.

2.3.3 Resposta de Solos Tropicais em Condições Cíclicas

Os solos tropicais, como aqueles encontrados na região do Distrito Federal, apresentam características particulares que os diferenciam dos solos de regiões temperadas, especialmente quanto à sua estrutura, comportamento hidromecânico e resposta a carregamentos cíclicos. Tais solos, muitas vezes classificados como lateríticos ou colapsíveis, possuem estrutura bimodal, com uma microestrutura semelhante à de argilas e uma macroestrutura parecida com a de areias, devido à agregação de partículas cimentadas por óxidos de ferro e alumínio (Silva, 2022; Matos, 2024).

O estudo conduzido por González (2014) é particularmente relevante por ter avaliado estacas submetidas a carregamentos laterais em solo tropical típico de Brasília — o mesmo contexto geotécnico do presente trabalho. O autor utilizou modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) e comparou o desempenho de diferentes modelos constitutivos, como o Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP) e o Modified Cam-Clay (MCC), para representar o comportamento não linear desse solo quando submetido a ciclos de carregamento.

O solo analisado apresenta alto índice de vazios, comportamento colapsível sob variação de saturação e significativa sensibilidade à deformação. Essa combinação influencia diretamente a interação solo-estaca sob ações laterais repetitivas. González constatou que a resposta do solo tropical de Brasília encontra-se entre os extremos observados para solos coesivos e friccionais de regiões temperadas, com comportamento intermediário, especialmente no que diz respeito à influência dos parâmetros geotécnicos sobre a rigidez e a capacidade de carga da fundação.

Ao conduzir um estudo de sensibilidade, o autor avaliou a influência de parâmetros como módulo de elasticidade (E), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), inclinação da linha de recompressão (κ), inclinação da linha de compressão normal (λ), inclinação da linha de estado crítico (M) e coeficiente de Poisson (ν). Os resultados mostraram que, no modelo de Mohr-Coulomb, o módulo de elasticidade (E) domina o comportamento elástico inicial, enquanto c e ϕ controlam

a resposta elasto-plástica. No MCC, os parâmetros κ , λ e M foram os mais influentes nas diferentes fases de carregamento.

Em condições cíclicas, esses parâmetros se tornam ainda mais críticos, uma vez que pequenos deslocamentos acumulados podem levar à perda progressiva da rigidez do solo e ao comprometimento da estabilidade global. Para o solo de Brasília, a mobilização total da resistência lateral foi observada para deslocamentos entre 6% e 17% do diâmetro da estaca, variando conforme o tipo de solo predominante (friccional ou coesivo).

Portanto, os resultados de González (2014) reforçam a necessidade de uma modelagem avançada e calibrada com base em dados locais para a previsão do comportamento de fundações submetidas a ações cíclicas. A adoção de modelos como Cam-Clay ou Hardening Soil torna-se importante para simular o comportamento desses solos tropicais, uma vez que esses modelos capturam efeitos como degradação, plastificação progressiva, histerese e alterações volumétricas não recuperáveis, comuns em solos não saturados e altamente estruturados.

O presente trabalho, ao utilizar parâmetros obtidos para o mesmo perfil geotécnico estudado por González e outros autores, encontra respaldo técnico e científico na continuidade da abordagem numérica proposta, permitindo análises mais representativas dos solos tropicais brasileiros.

2.4 Modelos Constitutivos

O modelo constitutivo é uma formulação matemática utilizada para descrever e prever o comportamento mecânico dos materiais, como os solos, quando submetidos a solicitações externas. Essencialmente, os modelos constitutivos estabelecem relações entre tensões e deformações, incorporando aspectos fundamentais como resistência, deformabilidade, plasticidade e rigidez do material. No caso dos solos, essa resposta é particularmente complexa em razão de sua natureza particulada e da interação entre as fases sólida, líquida e gasosa que o compõem.

Como discutido por Cordão Neto (2005), a escolha de um modelo constitutivo deve considerar não apenas o tipo de solo, mas também a condição de saturação, o regime de carregamento, o histórico de tensões e o grau de complexidade exigido pela análise. Modelos mais simples

podem ser suficientes em determinadas situações de projeto, enquanto análises mais refinadas — como aquelas que envolvem solos não saturados, carregamentos cíclicos ou estruturas sensíveis a recalques — demandam modelos mais sofisticados, capazes de representar efeitos como histerese, anisotropia, variações volumétricas e degradação progressiva da rigidez.

Com a crescente utilização de métodos numéricos, especialmente o Método dos Elementos Finitos (MEF), a formulação constitutiva tornou-se um dos principais fatores limitantes na qualidade e fidelidade das simulações. Por isso, diferentes modelos foram desenvolvidos ao longo dos anos, com distintas abordagens teóricas e níveis de complexidade, a fim de representar com maior precisão o comportamento dos solos sob condições específicas.

Nos tópicos seguintes, serão apresentados os modelos constitutivos utilizados neste trabalho: o Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP), o Hardening Soil (HS), o Cam-Clay Modificado (CCM), o Soft-Soil (SS), o S-Clay1 (SC1) e o Barcelona Basic Model (BBM). O intuito é dar ênfase em suas formulações, premissas e aplicações em solos tropicais submetidos a carregamentos cíclicos e fazer uma comparação do comportamento da fundação do aerogerador diante das tendências de cada modelo constitutivo.

2.4.1 Elástico-Perfeitamente Plástico

O modelo constitutivo Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP) usado nesta pesquisa utiliza a envoltória à resistência ao cisalhamento proposta por Mohr-Coulomb. Sua origem remonta aos trabalhos de Coulomb (1776), que estabeleceu a relação entre tensão normal e resistência ao cisalhamento, posteriormente interpretada no contexto das tensões principais por Mohr (1900). A partir dessas contribuições, num ensaio triaxial, o critério passou a ser formalizado como uma envoltória linear de ruptura, sendo um dos mais adotados atualmente, principalmente devido à sua simplicidade conceitual (Terzaghi; Peck; Mesri, 1996).

O modelo assume que o solo apresenta comportamento elástico linear até o início da plastificação, seguido por um regime elástico-perfeitamente plástico, no qual não há endurecimento ou amolecimento após o atingimento da superfície de ruptura. Essa hipótese implica que a resistência ao cisalhamento do solo permanece constante durante o escoamento plástico (Wood, 1990)

O critério de ruptura de Mohr–Coulomb estabelece que a falha ocorre quando a tensão cisalhante mobilizada em um plano atinge um valor crítico dependente da tensão normal atuante nesse mesmo plano. Em sua forma clássica, o critério é expresso pela Eq. (4):

$$\tau = c + \sigma' \tan (\phi) \quad (4)$$

em que:

- τ é a tensão cisalhante no plano de ruptura;
- σ' é a tensão normal efetiva;
- c é a coesão efetiva do solo;
- ϕ é o ângulo de atrito interno efetivo.

No espaço das tensões principais, o critério pode ser expresso em função das tensões principal maior (σ_1) e menor (σ_3), resultando em uma superfície de ruptura formada por planos, cuja geometria reflete a natureza não suave do critério de Mohr–Coulomb (Lambe, 1969). Essa representação mostra que a ruptura ocorre quando a diferença entre as tensões principais atinge um valor crítico controlado por c e ϕ . A Figura 2.14 ilustra o critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano de tensões normal e cisalhante.

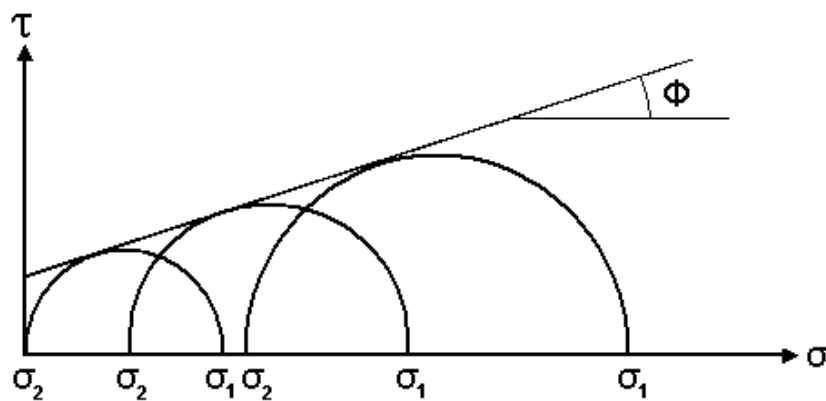


Figura 2.14 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Pinotti *et.al* ,2015)

2.4.2 Hardening Soil

O modelo Hardening Soil, desenvolvido por Schanz et al. (1999), é um modelo constitutivo sofisticado utilizado para representar o comportamento não linear de solos em condições de carregamento monotônico. Ao contrário dos modelos baseados na teoria dos estados críticos,

como o Cam-Clay (CCM), o Hardening Soil (HS) adota uma abordagem empírica fundamentada em ensaios laboratoriais, como os ensaios triaxiais e edométricos. Seu principal diferencial está na adoção de leis de endurecimento separadas para o cisalhamento e para a compressão volumétrica, utilizando módulos de deformação distintos para diferentes trajetórias de carregamento.

Enquanto modelos como o EPP utilizam parâmetros constantes e assumem um comportamento perfeitamente plástico após a ruptura, o HS incorpora o conceito de deformação dependente da tensão de confinamento, possibilitando representar com mais precisão o comportamento observado em ensaios triaxiais e edométricos.

Três módulos de rigidez são fundamentais para a definição do modelo:

- E_{50}^{ref} : módulo de deformação secante para carregamento triaxial;
- E_{oed}^{ref} : módulo de compressão unidimensional (edométrica);
- E_{ur}^{ref} : módulo de descarga e recarga, geralmente mais elevado que os outros dois.

Esses módulos são definidos para uma tensão de referência p_{ref} normalmente adotada como 100 kPa, e ajustados com base na tensão confinante média efetiva conforme a Eq. (5):

$$E = E^{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (5)$$

- m é o expoente de rigidez, um parâmetro empírico calibrado experimentalmente;
- p' é a tensão confinante média efetiva no ponto de análise

O modelo Hardening Soil apresenta uma relação não linear entre tensão e deformação, frequentemente representada por uma curva de forma hiperbólica ou parabólica no espaço tensão–deformação (Figura 2.15), associada à mobilização progressiva da resistência ao cisalhamento do solo. O endurecimento do modelo é controlado pela acumulação de deformações plásticas, tanto de cisalhamento quanto volumétricas, enquanto o critério de plastificação baseia-se na tensão desviadora e na evolução gradual da resistência mobilizada.

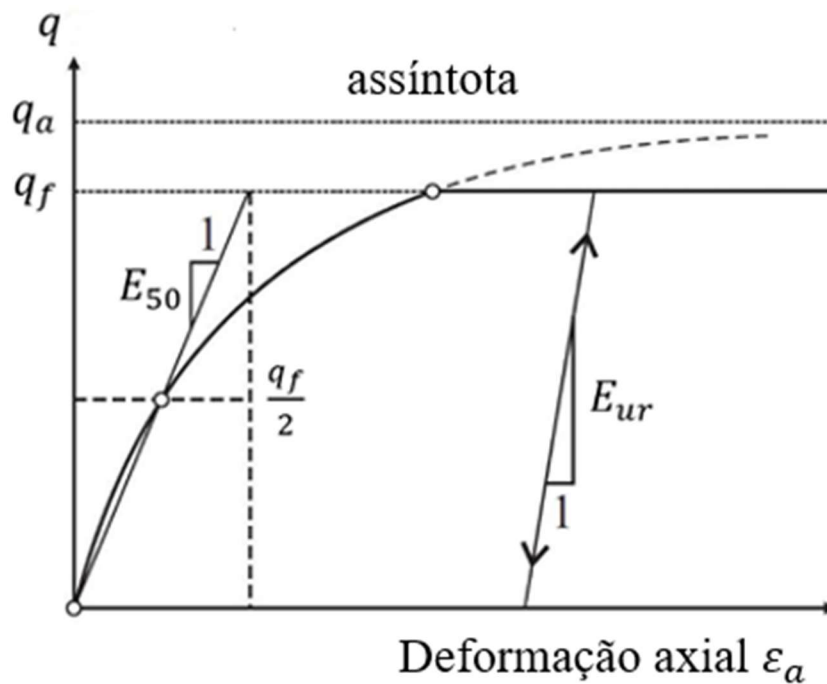


Figura 2.15 – Superfície de plastificação hiperbólica no espaço tensão x deformação (Rocscience, s.d.)

Além dos módulos de rigidez e do expoente m , o modelo HS adota a lei de resistência de Mohr-Coulomb, por tanto, outros parâmetros típicos do modelo incluem:

- Coesão efetiva (c');
- Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ');
- Ângulo de dilatância (ψ);
- Módulo secante (E_{50}).

O modelo também incorpora a dependência do atrito com o estado de tensões, por meio de uma abordagem hiperbólica para a curva tensão-deformação, o que resulta em uma estimativa mais precisa dos deslocamentos, especialmente em solos com comportamento frágil ou em situações em que a rigidez inicial exerce papel relevante.

A Figura 2.16 ilustra a superfície de plastificação do modelo HS no espaço das tensões principais ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), destacando a forma tridimensional da envoltória de ruptura em solos sem coesão.

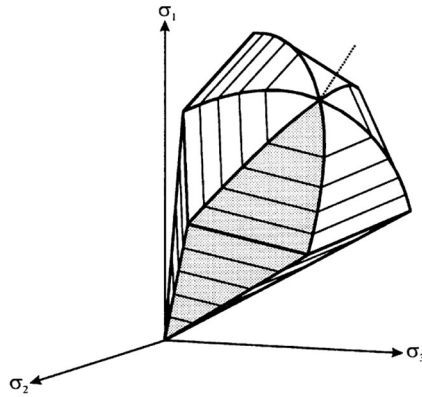


Figura 2.16 - Representação da superfície total de plastificação do modelo Hardening Soil no espaço de tensões principais (σ_1 , σ_2 , σ_3) para solo sem coesão. (Schanz et al., 1999)

Em resumo, os parâmetros que representam o modelo HS são listados a seguir:

- c' : coesão efetiva;
- ϕ' : ângulo de atrito efetivo;
- ψ : ângulo de dilatância;
- E_{50}^{ref} : módulo de deformação secante em triaxial drenado (50% da tensão de ruptura);
- E_{oed}^{ref} : módulo de deformação edométrico;
- E_{ur}^{ref} : módulo de descarregamento/recarregamento;
- m : expoente de dependência da rigidez com o nível de tensão;
- p_{ref} : tensão efetiva média de referência.
- R_f : fator de ruptura;
- ν_{ur} : coeficiente de Poisson no descarregamento/recarregamento;
- K_0^{NC} : coeficiente de empuxo em repouso para solo normalmente adensado = $1 - \sin \phi'$;
- POP : *Pre-Overburden Pressure* = $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$; onde σ'_p = tensão de pré-adensamento e σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial.
- *Tensile strength*: resistência à tração do solo;
- γ : peso específico do solo.

2.4.3 Modified Cam-Clay

O modelo Cam-Clay é um modelo constitutivo elastoplástico formulado inicialmente por Roscoe et.al. (1958) e posteriormente refinado em sua forma mais conhecida como Modified

Cam-Clay (MCC) por Roscoe & Burland (1968). Ele foi desenvolvido com o objetivo de representar o comportamento de solos argilosos saturados normalmente adensados com base na Teoria dos Estados Críticos da mecânica dos solos. Sua ampla aceitação decorre da capacidade de representar a transição do regime elástico para o plástico, considerando os efeitos de consolidação, dilatação e amolecimento.

Trata-se de um modelo elastoplástico com endurecimento volumétrico, baseado na teoria dos estados críticos, e adequado para simular o comportamento de solos argilosos normalmente adensados ou levemente sobreadensados. A superfície de plastificação tem a forma de uma elipse no plano das tensões efetivas (p' , q), conforme Eq. (6) e (7):

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (6)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2]} \quad (7)$$

A evolução do comportamento elastoplástico é controlada por uma superfície de plastificação elíptica no espaço (p' , q), cuja forma reflete o conceito de que a resistência do solo não cresce indefinidamente com o nível de tensões, mas sim se estabiliza em um estado crítico. Nesse estado, o solo continua a deformar-se sem alteração de tensão, sendo representado pela linha de estado crítico (CSL).

A equação da superfície de plastificação do modelo MCC é dada pela Eq. (8):

$$f = q^2 - M^2 (p_0 - p)p \quad (8)$$

- M é a inclinação da linha de estado crítico, representando a razão q/p' na ruptura;
- p'_c é a pressão de consolidação isotrópica — parâmetro que evolui com a compressão volumétrica plástica;
- $f = 0$ define a superfície de plastificação.

No espaço μ versus $\ln p'$, onde $\mu = 1+e$, o comportamento volumétrico do solo é descrito por duas linhas: a linha de recompressão, conforme Eq. (9), com inclinação κ , e a linha de compressão normal, conforme Eq. (10), com inclinação λ . Essas definem o modo como o índice de vazios (e) evolui com a variação de pressão média efetiva:

- Para trechos elásticos (recompressão):

$$\Delta e = -\kappa \ln \left(\frac{p'_2}{p'_1} \right) \quad (9)$$

- Para trechos plásticos (compressão normal):

$$\Delta e = -\lambda \ln \left(\frac{p'_3}{p'_2} \right) \quad (10)$$

Sendo:

- p'_1 : pressão efetiva média inicial, antes de qualquer variação de tensão (estado inicial).
- p'_2 : pressão após recompressão elástica, ainda antes de atingir a superfície de plastificação.
- p'_3 : pressão após o trecho plástico, ou seja, após cruzar a superfície de plastificação, entrando no regime de compressão normal (linha de carga virgem).

A Figura 2.17 ilustra a representação do modelo MCC no plano p' - q e da linha de compressão normal e linha de descarregamento-recarregamento no plano de compressão:

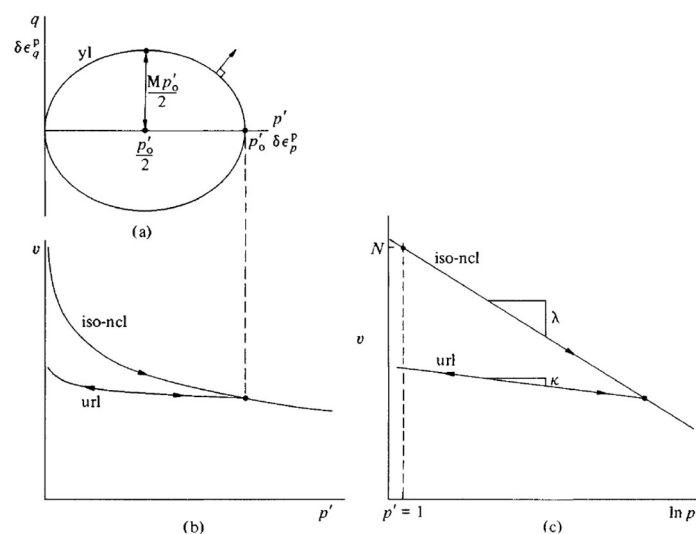


Figura 2.17 – (a) Superfície de plastificação elíptica para o modelo MCC no plano p' - q ; (b), (c) Linha de compressão normal e linha de descarregamento-recarregamento no plano de compressão. (Wood, 1990)

A superfície de plastificação é tangente à linha de estado crítico $q = Mp'$ e o solo atinge ruptura quando o estado de tensão se aproxima desse limite.

Apesar de suas vantagens, o MCC apresenta algumas limitações: ele não simula adequadamente solos sobreadensados com comportamento dilatante, nem representa com precisão o efeito de carregamentos cíclicos, histerese ou variações de saturação. Ainda assim, é amplamente utilizado como modelo base em pesquisas e em softwares comerciais devido à sua robustez e simplicidade relativa. A Figura 2.18 apresenta a superfície de plastificação do modelo MCC em representação tridimensional.

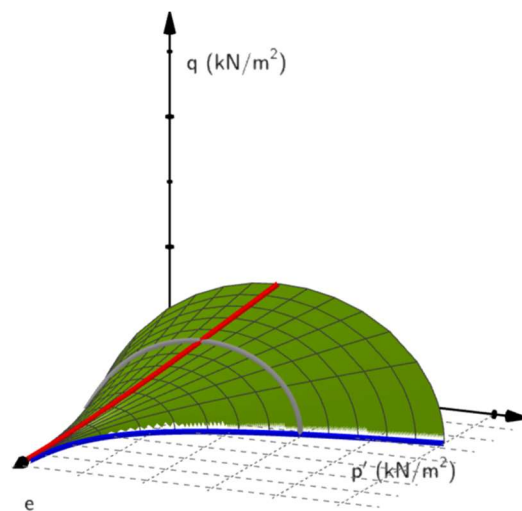


Figura 2.18 – Superfície de plastificação do modelo MCC no plano p' - q - e (Geogebra)

A seguir, serão listados os principais parâmetros do modelo MCC, bem como seus significados físicos:

- γ : peso específico. Representa o peso próprio do solo e é utilizado para o cálculo do estado de tensões iniciais no maciço;
- ν' : coeficiente de Poisson drenado. Controla a relação entre deformações volumétricas e distorcionais na resposta elástica inicial do solo;
- e_0 : índice de *vazios* inicial. Define o estado estrutural inicial do solo e influencia diretamente os parâmetros de compressibilidade volumétrica do modelo;

- M : parâmetro da linha de estado crítico. Define a inclinação da Linha de Estado Crítico (CSL) no plano q versus p' controlando a resistência ao cisalhamento em regime plástico;
- λ : Inclinação da linha de consolidação normal no plano índice de vazios versus logaritmo da tensão média efetiva e versus $\ln p'$ Representa a compressibilidade plástica do solo;
- κ : inclinação da linha de descarregamento/re-carregamento no mesmo plano e versus $\ln p'$. Está associada à compressibilidade elástica reversível;
- K_0^{NC} : coeficiente de empuxo em repouso para solo normalmente adensado = $1 - \sin \phi'$;
- POP : *Pre-Overburden Pressure* = $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$; onde σ'_p = tensão de pré-adensamento e σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial.

2.4.4 Soft Soil

Uma alternativa para a representação do comportamento mecânico de solos moles, tanto em análises comparativas quanto como substituição ao modelo MCC em simulações numéricas no software Plaxis, é o modelo *Soft Soil* (SS). Este modelo foi desenvolvido com o objetivo de descrever de forma mais adequada a elevada compressibilidade e a resposta não linear típica de solos argilosos moles, especialmente sob condições de carregamento primário e adensamento, utilizando parâmetros diretamente associados a ensaios edométricos tradicionais (Waheed; Asmael, 2024).

Embora o SS compartilhe fundamentos teóricos com os modelos baseados na teoria do estado crítico, como o MCC, sua formulação adota uma descrição mais prática da compressibilidade do solo, expressa no plano de deformação volumétrica (ε_v) em função do logaritmo decimal da tensão média efetiva. Portanto, do ponto de vista conceitual, o SSM mantém a estrutura fundamental do MCC, porém utiliza parâmetros diretamente associados a ensaios edométricos, o que facilita sua calibração a partir de dados experimentais usuais. Diferentemente do MCC clássico, o SSM descreve a compressibilidade do solo em função do logaritmo decimal da tensão efetiva média, alinhando-se à prática tradicional da mecânica dos solos, conforme Figura 2.19.

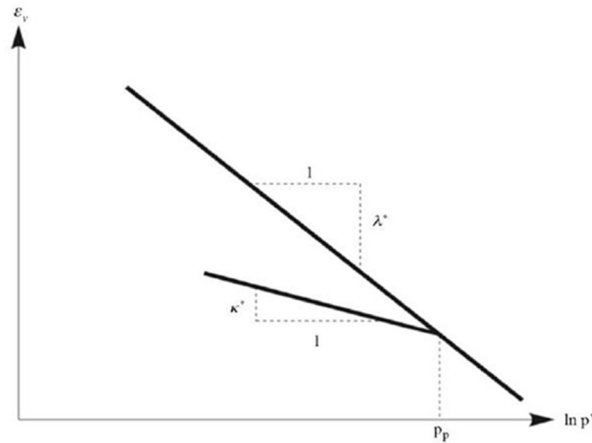


Figura 2.19 - Relação entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva média (Waheed; Asmael, 2024)

No SS, a deformação volumétrica do solo é governada por duas curvas distintas no plano ε_v versus $\ln p'$: a linha de compressão virgem e a linha de descarregamento/rearregamento. A inclinação da linha de compressão virgem é definida pelo parâmetro λ^* , que representa a compressibilidade plástica do solo durante o adensamento normal, enquanto a inclinação da linha de descarregamento e rearregamento é definida pelo parâmetro κ^* , associado à compressibilidade elástica reversível.

Durante a compressão virgem, a variação incremental do índice de vazios é expressa pela Eq. (11):

$$d\varepsilon_v = -\lambda^* \ln p' \quad (11)$$

Já nos processos de descarregamento e rearregamento, a variação do índice de vazios é dada pela Eq (12):

$$d\varepsilon_v = -\kappa^* \ln p' \quad (12)$$

A deformação volumétrica incremental é relacionada à variação do índice de vazios por meio da relação apresentada na Eq. (13):

$$d\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e} \quad (13)$$

Dessa forma, os parâmetros λ^* e κ^* controlam diretamente a magnitude das deformações volumétricas previstas pelo modelo.

A Figura 2.20 apresenta a superfície de plastificação do modelo no plano p' - q .

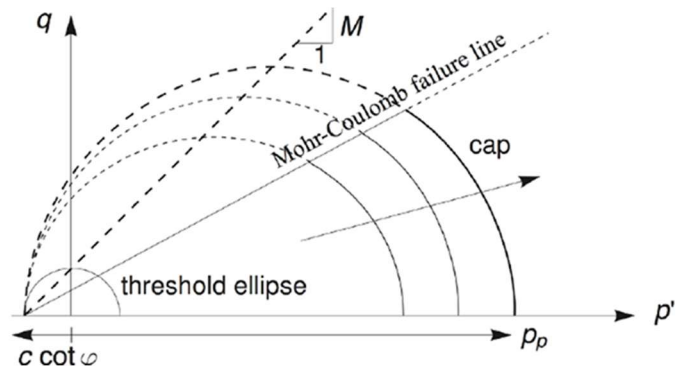


Figura 2.20 – Superfície de plastificação do modelo *Soft Soil* no plano p' - q (Waheed; Asmael, 2024).

Em termos da resistência ao cisalhamento, o modelo descreve-a a partir do critério de Mohr–Coulomb, sendo definidos o ângulo de atrito efetivo ϕ' e a coesão efetiva c' . O modelo considera ainda a tensão efetiva de pré-adensamento p'_c , que define o limite entre o comportamento elástico e plástico sob compressão isotrópica, permitindo a representação de solos normalmente adensados e sobreadensados dentro de uma mesma formulação (Waheed; Asmael, 2024).

De acordo com Waheed e Asmael (2024), o SS apresenta desempenho superior aos modelos elásticos lineares e ao modelo EPP na previsão de recalques e deformações em solos moles, sobretudo em problemas envolvendo adensamento e carregamentos de longa duração. Em comparação com o MCC, o SS oferece maior praticidade, ao empregar parâmetros obtidos diretamente de ensaios edométricos. Por esse motivo, o modelo também pode ser utilizado tanto em substituição a modelos do estado crítico, quanto a título comparativo, que será o foco deste trabalho.

Para a definição do SS, são necessários os seguintes parâmetros:

- λ^* : índice de compressão modificado;
- κ^* : índice de recompressão modificado;
- e_0 : índice de vazios inicial;
- c' : coesão efetiva;
- ϕ' : ângulo de atrito efetivo;
- ψ : ângulo de dilatância;
- ν_{ur} : coeficiente de Poisson para descarregamento/re-carregamento;
- γ : peso específico do solo.

- K_0^{NC} : coeficiente de empuxo em repouso para solo normalmente adensado = $1 - \sin \phi'$;
- POP : *Pre-Overburden Pressure* = $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$; onde σ'_p = tensão de pré-adensamento e σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial.

2.4.5 S-Clay1

O modelo *S-Clay1* (SC1) foi proposto por Wheeler et al. (2003) como uma evolução dos modelos elasto-plásticos isotrópicos, como o MCC, com o objetivo de capturar os efeitos da anisotropia natural e induzida em solos moles. A motivação principal para o desenvolvimento do modelo foi a limitação dos modelos convencionais em representar o comportamento real de solos naturais, cujas propriedades são influenciadas pelo histórico de deposição e pelos estados de tensão não isotrópicos aos quais estiveram submetidos.

A formulação do modelo SC1 incorpora uma superfície de escoamento elíptica que pode se deslocar e rotacionar no espaço de tensões, permitindo representar tanto a anisotropia inicial quanto a anisotropia induzida por deformações. Esse comportamento é controlado por um vetor de inclinação α e por um tensor de estrutura (*fabric tensor*), que evolui conforme ocorrem deformações plásticas. Diferentemente do MCC, cuja superfície de plastificação é isotrópica e concêntrica no plano p' - q , o SC1 adota uma superfície elíptica com centro móvel, o que permite descrever de forma mais realista a resposta ao cisalhamento em diferentes direções, especialmente em solos estruturados cuja resistência depende da direção e da trajetória de carregamento.

A equação da superfície de escoamento para o modelo SC1 é dada pela Eq. (14):

$$f = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (14)$$

em que:

- q é a tensão desviadora;
- p' é a tensão média efetiva;
- α é o tensor de estrutura (*fabric tensor*), um vetor adimensional que representa a orientação da anisotropia;

- M é a inclinação da linha de estado crítico;
- p'_m é o tamanho da superfície de plastificação (pressão de plastificação isotrópica).

A superfície de plastificação do modelo SClay-1 é representada pela Figura 2.21.

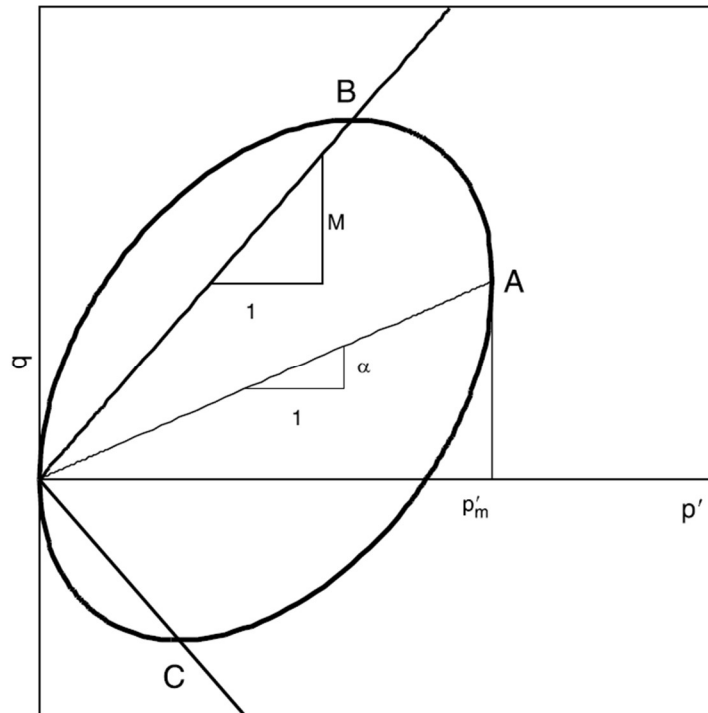


Figura 2.21 – Superfície de plastificação do modelo S-Clay1 (Wheeler, 2003)

O termo α evolui com o nível de tensões como parte do mecanismo de endurecimento rotacional, representando o efeito da anisotropia induzida. O modelo também permite a consideração da degradação da estrutura do solo por meio de um parâmetro escalar χ , que relaciona a pressão de pré-consolidação atual à estrutura inicial do solo. Assim, ao longo dos ciclos de carregamento, o modelo é capaz de simular não apenas a rigidez inicial, mas também a degradação progressiva, fenômeno comumente observado em solos estruturados.

Zhang et al. (2015) ressaltam que o modelo SC1 tem demonstrado bom desempenho na simulação de ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de carregamento, além de capturar adequadamente a anisotropia e a desestruturação ao longo do tempo. Sivasithamparam e Rezania (2016) também demonstraram que o modelo é eficaz em análises de grandes estruturas de infraestrutura, especialmente onde a anisotropia e a história de carregamento têm papel significativo no comportamento da fundação.

O modelo SC1, como extensão anisotrópica do MCC, requer a definição de um conjunto ampliado de parâmetros constitutivos, capazes de representar de forma mais realista o comportamento anisotrópico e estruturado dos solos naturais. Além dos parâmetros clássicos do MCC, o modelo introduz parâmetros adicionais específicos para a descrição da anisotropia da superfície de escoamento, da estruturação natural do solo e, em sua formulação viscoplástica, dos efeitos de deformação dependente do tempo (*creep*). Dessa forma, os parâmetros do SC1 podem ser agrupados conforme o tipo de comportamento físico que governam, a saber: resistência e deformabilidade, anisotropia, estruturação e *creep*:

- **Parâmetros associados ao estado inicial de tensões:**

- K_0^{NC} : coeficiente de empuxo em repouso para solo normalmente adensado = $1 - \sin \phi'$;

- *POP*: *Pre-Overburden Pressure* = $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$; onde σ'_p = tensão de pré-adensamento e σ'_{v0} = tensão vertical efetiva inicial.

- γ : peso específico do solo.

- **Parâmetros associados à deformabilidade:**

- κ^* : inclinação da linha de recompressão, associada às deformações elásticas volumétricas do solo.

- λ^* : inclinação da linha de compressão normal (NCL), responsável pela compressibilidade plástica intrínseca do solo.

- ν' : coeficiente de Poisson efetivo, que relaciona deformações volumétricas e desviadoras no regime elástico.

- e_0 : índice de vazios inicial, que define o estado inicial do material e influencia sua rigidez e compressibilidade.

- **Parâmetros associados à resistência:**

- M_c : inclinação da linha de estado crítico em compressão triaxial, representando a resistência ao cisalhamento nesse modo de carregamento.

– M_e : inclinação da linha de estado crítico em extensão triaxial, representando a resistência ao cisalhamento em condições de extensão.

- **Parâmetros associados à anisotropia:**

– α_0 : parâmetro que define a inclinação inicial da superfície de escoamento, sendo responsável pela anisotropia inicial do solo.

– ω : parâmetro que controla a rotação da superfície de escoamento associada às deformações volumétricas plásticas.

– ω_d : parâmetro que controla a rotação da superfície de escoamento induzida por deformações desviadoras durante o cisalhamento.

- **Parâmetros associados à estruturação:**

– χ_0 : parâmetro que representa o grau inicial de estruturação do solo.

– ξ : parâmetro que governa a taxa de perda da estrutura do solo associada às deformações volumétricas plásticas.

– ξ_d : parâmetro que controla a desestruturação induzida por deformações desviadoras.

- **Parâmetros associados ao creep:**

– μ^* : parâmetro viscoso responsável por controlar a intensidade das deformações dependentes do tempo.

– τ : parâmetro que define o tempo de referência da lei de creep, regulando a escala temporal do processo viscoso.

Em suma, o SC1 é um modelo elastoplástico que amplia a capacidade preditiva do modelo MCC ao incluir:

- (i) Anisotropia rotacional;
- (ii) Degradação de estrutura;
- (iii) Evolução não associada da plasticidade;
- (iv) Superfície de plastificação deslocada (não centrada).

A Figura 2.22 ilustra a superfície de escoamento do SC1 no espaço geral de tensões principais efetivas, evidenciando a forma elipsoidal característica do modelo e sua orientação anisotrópica. Diferentemente do MCC, cuja superfície é isotrópica e alinhada com os eixos principais de tensão, o SC1 permite a rotação da superfície de escoamento em função da anisotropia induzida pela deposição e pelo histórico de tensões do solo. Essa rotação é descrita pela α -line, que define a inclinação do eixo da elipse em relação ao eixo de tensões médias efetivas (p' -axis), refletindo a direção preferencial da estrutura do material. A figura também evidencia a assimetria da resposta mecânica nas direções associadas às tensões principais (σ'_1 , σ'_2 e σ'_3).

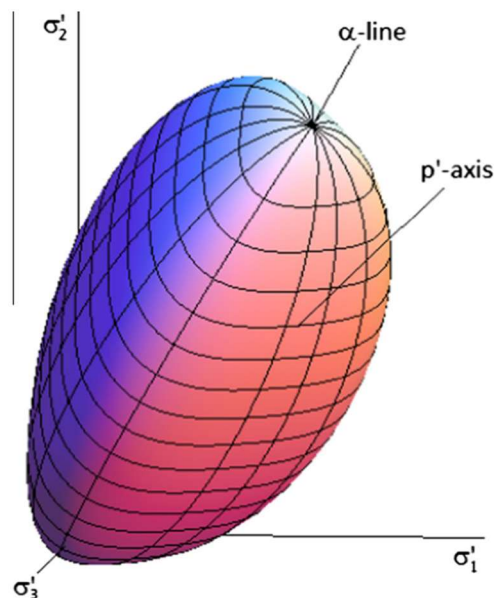


Figura 2.22 – Modelo SClay-1 no espaço de tensões

2.4.6 Barcelona Basic Model (BBM)

O Barcelona Basic Model (BBM) foi desenvolvido por Alonso, Gens e Josa (1990) como uma extensão do MCC para representar o comportamento de solos não saturados. Partindo da premissa de que o solo saturado é um caso particular do solo não saturado, os autores propuseram uma reformulação da superfície de plastificação, incorporando o efeito da sucção na rigidez e na resistência dos solos.

A formulação do BBM utiliza quatro variáveis de estado: a pressão média líquida (p'), a tensão desviadora (q), a sucção mátrica (s) e o índice de vazios (ou volume específico). Ao incluir a sucção, o modelo é capaz de reproduzir com mais precisão o comportamento volumétrico e resistente dos solos parcialmente saturados, sendo particularmente eficaz para solos colapsíveis, como os encontrados em regiões tropicais.

A superfície de plastificação no espaço tridimensional das tensões é formada pelas equações (15) e (16). A primeira corresponde à superfície de carregamento (LC), adaptada da superfície elíptica do MCC, e a segunda equação define a superfície de secagem (SI), associada à sucção limite para plastificação:

$$f_1(p, q, s, p_0^*) = q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (15)$$

$$f_2(p, q, s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (16)$$

Nessas expressões:

- M é a inclinação da linha de estado crítico no plano p versus q ,
- p_0^* é a pressão de pré-consolidação sob condição saturada,
- p_0 é a pressão de plastificação isotrópica sob sucção s ,
- p_s representa o acréscimo de resistência isotrópica devido à sucção,
- s_0 é a sucção limite para início da plastificação

A Figura 2.23 (Cordão-Neto, 2005) ilustra a superfície de plastificação proposta por Alonso et al. (1990), com projeções nos planos $p' - q$ e $p' - s$. A geometria da superfície evidencia que a sucção tem dois efeitos principais: (i) aumento da coesão aparente (via p_s) e (ii) deslocamento da superfície de plastificação no eixo p , aumentando a rigidez volumétrica do solo.

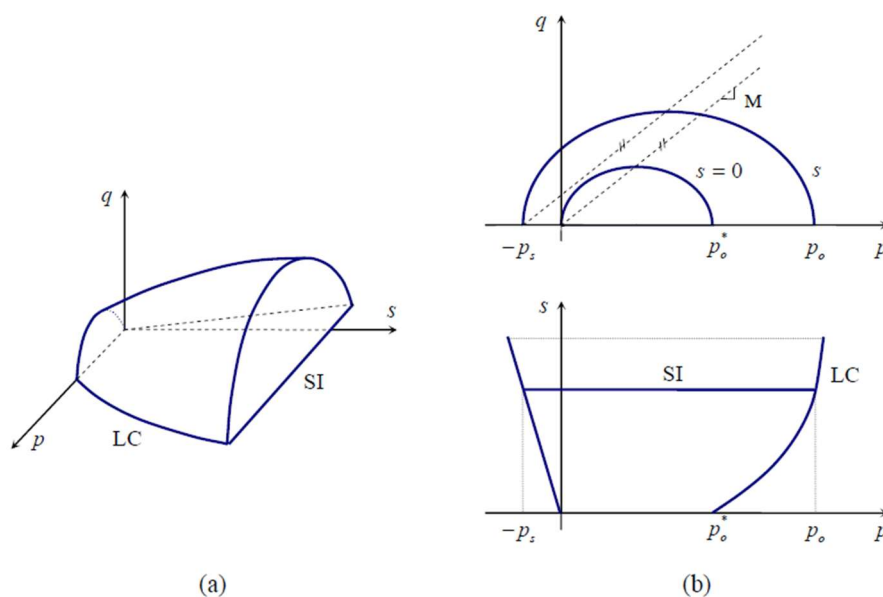


Figura 2.23 - Superfície de plastificação proposta por Alonso et al. (1990). (a) Vista 3D. (b) Projeções nos planos $(p - q)$ e $(p - s)$.

Esse modelo permite simular diferentes trajetórias de carregamento, como:

- Carregamento isotrópico,
- Molhagem a tensão constante,
- Molhagem com carregamento simultâneo,
- Secagem com carregamento constante.

Além disso, de acordo com Cordão Neto (2005), o BBM é capaz de reproduzir fenômenos típicos de solos não saturados como o colapso por molhagem, a expansão a baixas tensões de confinamento e contrações irreversíveis por variações de sucção.

Contudo, o BBM também possui limitações. Uma crítica comum ao modelo é que ele prevê colapso volumétrico crescente com a tensão de confinamento, o que não é totalmente corroborado por resultados experimentais, que indicam a existência de uma tensão limite além da qual o colapso diminui. Apesar disso, o BBM permanece como um dos modelos mais utilizados na modelagem de solos não saturados, servindo como base para outras extensões como o modelo BBM-SE, o BExM e o código UNSAT.

Como já detalhado, o BBM é formulado como uma extensão do MCC, de modo que parte de seus parâmetros — como o índice de compressibilidade elástica κ , o índice de compressibilidade plástica λ , o coeficiente de Poisson ν , o ângulo de atrito efetivo ϕ , o

parâmetro M e a pressão de pré-adensamento sob condição saturada — são obtidos diretamente do modelo original e mantêm o significado físico.

A principal contribuição do BBM reside na introdução de parâmetros adicionais associados à sucção, permitindo a representação explícita do comportamento mecânico de solos não saturados. No presente trabalho, os parâmetros específicos do BBM são descritos a seguir.

- κ_s — índice de compressibilidade elástica associado a variações de sucção sob tensão média líquida constante. Esse parâmetro controla as deformações volumétricas reversíveis decorrentes de processos de molhagem e secagem.
- K_s — parâmetro que define a relação entre sucção e variação da rigidez volumétrica do solo. Atua no acoplamento entre o estado hidráulico e o comportamento mecânico, influenciando a resposta elástica do material em condições não saturadas.
- r — parâmetro adimensional que governa a taxa de variação do índice de compressibilidade plástica com a sucção. Valores elevados de r indicam maior sensibilidade da rigidez plástica ao aumento da sucção.
- β — parâmetro que controla a curvatura da função que relaciona a compressibilidade plástica à sucção, sendo diretamente responsável pela forma de expansão da superfície de carregamento (LC) no espaço $p'-s$.
- α — parâmetro adimensional associado à evolução da superfície de plastificação em função da sucção.
- p_r — pressão de referência utilizada na normalização da lei de variação da compressibilidade plástica com a sucção. Esse parâmetro não representa um estado físico do solo, mas atua como constante de calibração do modelo.

Os parâmetros adicionais fazem com que o BBM represente fenômenos característicos de solos não saturados, como o aumento da rigidez e da resistência com a sucção, bem como o colapso volumétrico associado a processos de molhagem, mantendo a consistência com a formulação do MCC em condição saturada.

2.5 Modelagem Computacional via Método dos Elementos Finitos (MEF)

A utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) em modelagens computacionais é recomendada para problemas que envolvem o comportamento complexo do solo — como rigidez não linear, endurecimento e anisotropia — ou que exigem a consideração de mudanças significativas de comportamento, como ocorre em processos de melhoria do solo e consolidação (Lees, 2016). Além disso, o método se mostra especialmente eficaz em contextos que envolvem geometrias irregulares, condições hidráulicas complexas, interação solo-estrutura, análise de forças internas, aplicação de carregamentos variados ou quando há influência da sequência e do método construtivo.

Nesse contexto, o MEF surge como uma ferramenta para a análise de fundações de aerogeradores, estruturas cujos projetos exigem uma representação precisa das condições de contorno, da rigidez do solo e da interação com os elementos estruturais. A discretização do domínio em elementos finitos permite representar as tensões e deformações com alto grau de detalhamento, favorecendo o entendimento dos mecanismos atuantes e a tomada de decisão em projetos geotécnicos de maior complexidade.

O MEF baseia-se na ideia de que, em um sistema com inúmeras variáveis desconhecidas, é possível estimar essas variáveis por meio da interpolação de valores obtidos em um conjunto finito de pontos discretos, conhecidos como nós, que apresentam comportamento bem definido (Fish & Belytschko, 2009; Lautenschläger, 2010). Para isso, o processo do MEF envolve algumas etapas principais. Primeiramente, o domínio do problema é dividido em pequenas partes chamadas elementos finitos, que são interligados por nós e podem assumir diversas formas geométricas. Em seguida, são formuladas equações que descrevem o comportamento físico em cada um desses elementos, formando um sistema global que representa o problema como um todo. Após isso, o sistema de equações é resolvido numericamente, permitindo a obtenção dos valores das variáveis de interesse. Por fim, os resultados são interpretados e visualizados na fase de pós-processamento.

A formulação matemática do MEF exige a existência de uma equação integral que represente o problema físico em análise. Essa equação permite substituir uma integral definida sobre todo o domínio complexo (com volume V) por uma soma de integrais aplicadas a subdomínios de geometria mais simples (com volumes V_i). Essa ideia é ilustrada, por exemplo, ao considerar o cálculo do integral de volume de uma função f , que pode ser decomposto em integrais menores,

facilitando a análise computacional, conforme Eq. (17) e (18) (Fish & Belytschko, 2009; Lautenschläger, 2010).

$$\int_V f V dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (17)$$

Onde:

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (18)$$

Essa decomposição do domínio é representada na Figura 2.24, em que os elementos finitos (regiões poligonais) são conectados por pontos nodais. Cada elemento pode assumir forma triangular, quadrilátera ou outra, dependendo da complexidade geométrica e da necessidade de refinamento local.

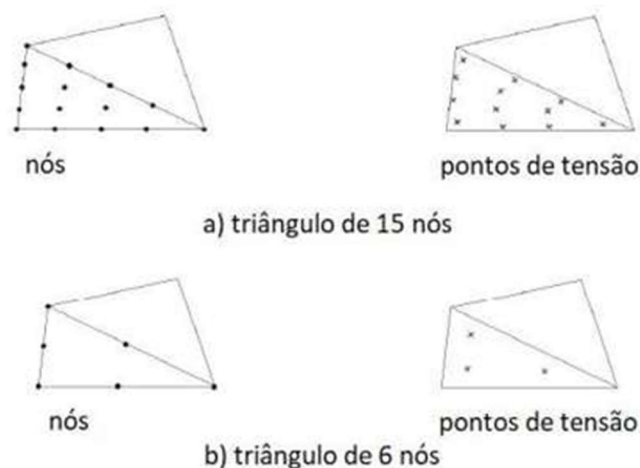


Figura 2.24 – Representação da malha de elementos finitos triangular de 6 e 15 nós (Plaxis, 2021c)

Como observado por Azevedo (2003), apesar do avanço dos softwares de simulação, a segurança da modelagem depende do conhecimento do engenheiro sobre os fundamentos da técnica, evitando interpretações equivocadas e garantindo maior confiabilidade à análise estrutural. Além disso, para que essas simulações reflitam o comportamento do meio físico, é importante que estejam associadas a modelos constitutivos avançados, capazes de representar com maior precisão as características não lineares, anisotrópicas e dependentes do tempo dos solos.

3 METODOLOGIA

Este trabalho integra um conjunto de estudos que visam o aprimoramento das técnicas de modelagem computacional aplicadas à análise de fundações profundas submetidas a carregamentos cíclicos laterais, com foco na representação do comportamento de solos tropicais, colapsíveis e estruturados. As análises foram desenvolvidas a partir da geometria e condições de carregamento do protótipo eólico EOL20, instalado no Laboratório de Infraestrutura da Universidade de Brasília (UnB), já consolidado em trabalhos anteriores. A proposta deste estudo é comparar a resposta de modelos numéricos com diferentes formulações constitutivas do solo frente à ação de carregamentos cíclicos horizontais, observando as variações nos deslocamentos, esforços internos e redistribuição de tensões.

Para a condução das etapas metodológicas deste trabalho, foi necessária a caracterização detalhada do problema físico. A seguir, serão descritos os modelos físico e numérico adotados, bem como as solicitações consideradas na modelagem. Em seguida, este item também apresenta a definição de parâmetros e a modelagem computacional completa para simulação dos carregamentos cíclicos na estaca.

3.1 Modelo Físico

A configuração física adotada nesta pesquisa busca representar a interação solo-estrutura de um sistema de fundação profunda submetido a carregamentos cíclicos laterais, conforme condições reais de campo associadas a aerogeradores instalados em regiões suscetíveis à atuação contínua de carregamentos horizontais provenientes do vento. O modelo físico baseia-se no cenário proposto por Silva (2025), sendo composto por uma única estaca cravada em solo tropical colapsível, representativa do tipo de material encontrado na região do Distrito Federal, com predominância de argilas lateríticas.

Com o objetivo de representar adequadamente o perfil geotécnico característico da região de Brasília, adotou-se como área de estudo o Campo Experimental de Fundações da Universidade de Brasília (CEGUnB), amplamente investigado em trabalhos anteriores. Localizado no Campus Darcy Ribeiro, na Asa Norte – DF, o CEGUnB encontra-se nas coordenadas 15°46' de latitude sul e 47°52' de longitude oeste, a uma altitude média de 1047 metros. A Figura 3.1 apresenta a localização do referido campo experimental.



Figura 3.1 – Mapa de Localização – Campo Experimental da UnB

O CEGUnB apresenta um perfil geotécnico típico de solos tropicais intemperizados, composto por três horizontes distintos, conforme descrito por Guimarães (2002): horizonte laterítico (até 8,5 m de profundidade), horizonte de transição (entre 8,5 m e 10 m) e horizonte saprolítico (de 10 m a 12 m). O horizonte laterítico subdivide-se em duas camadas. A primeira, até aproximadamente 3,5 m de profundidade, é composta por uma areia argilo-siltosa com elevada macroporosidade, altos índices de vazios e presença significativa de agregados. A segunda camada, entre 3,5 m e 8,5 m, é formada por uma argila areno-siltosa, que apresenta redução progressiva do índice de vazios e da macroporosidade em relação à camada superior (Guimarães, 2002).

Abaixo do horizonte laterítico, a camada de transição apresenta textura predominantemente siltosa, com poros mais homogeneamente distribuídos e menor grau de intemperismo. Por fim, o horizonte saprolítico é caracterizado pela presença de intercalações de quartzo e silte argiloso de coloração avermelhada. A Figura 3.2 ilustra a estratigrafia típica do perfil de solo encontrado no CEGUnB.

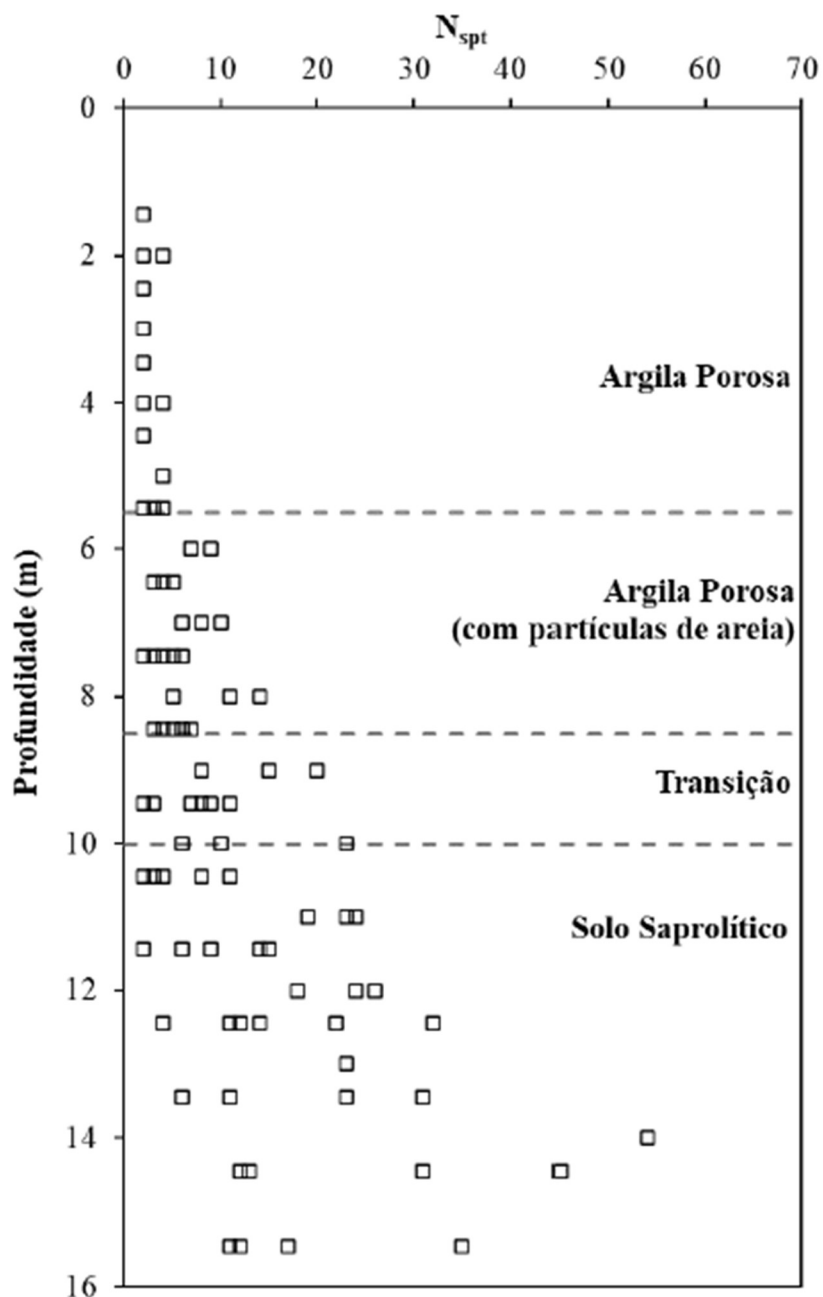


Figura 3.2 – Caracterização do perfil da fundação do Campo Experimental da UnB (modificado – Rebolledo *et al.*, 2019).

O modelo físico utilizado neste estudo é o protótipo eólico EOL-20 que, conforme descrito por Silva (2022), possui capacidade instalada de 2,5 kW e é composto por um nacele, um rotor de três pás e uma torre metálica tubular com 20 m de altura e 0,3 m de diâmetro médio que está conectada diretamente à base metálica instrumentada, que faz a ligação com a fundação de concreto (Figura 3.3).

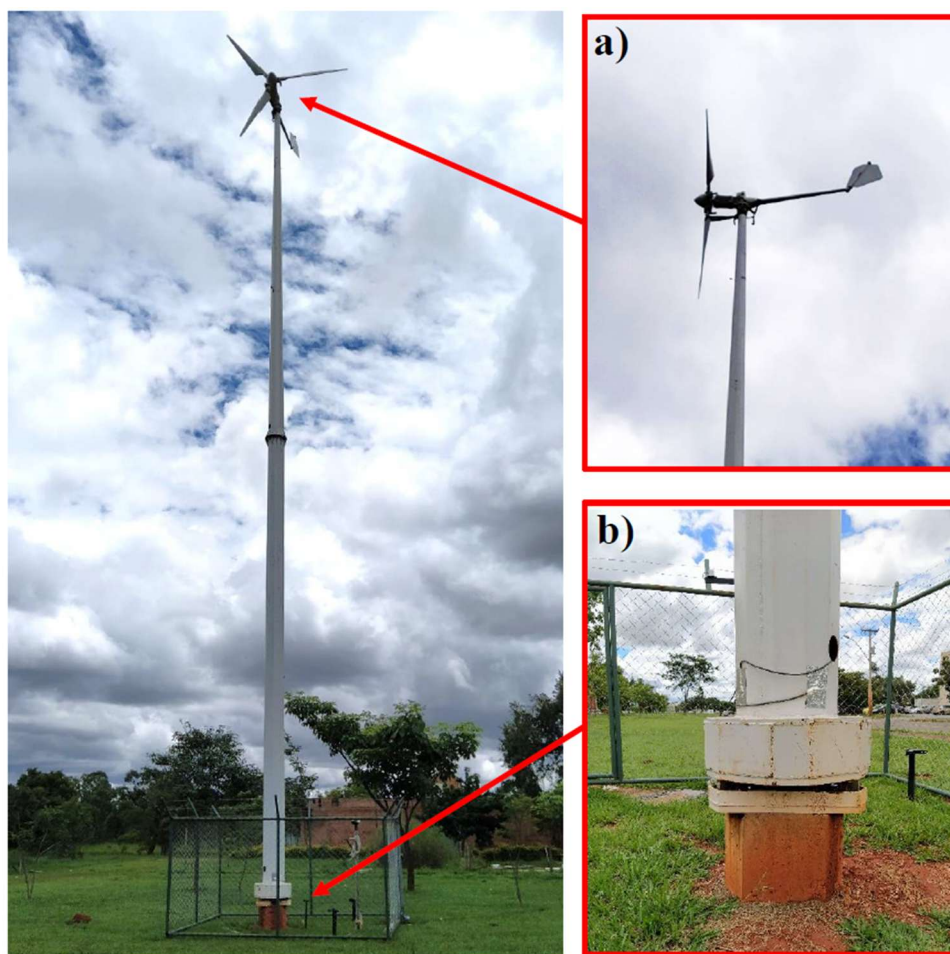


Figura 3.3 - Estrutura da EOL-20, com ampliação do a) nacelle (em perfil); e b) base instrumentada e bloco da fundação. (Silva, 2022)

Conforme descrito por Silva (2022), o protótipo apresenta um sistema de monitoramento mecânico e ambiental que permite a análise de solicitações devido à ação do vento e a resposta estrutural do sistema. Este sistema inclui transdutores de deslocamento conectados ao bloco de fundação, extensômetros e células de carga na base instrumentada, além de acelerômetros distribuídos ao longo da torre. O sistema também conta com uma estação meteorológica equipada com um pluviômetro e anemômetros, que possibilitam o monitoramento contínuo das condições ambientais.

A fundação do protótipo é composta por um bloco de concreto com geometria hexagonal irregular, apoiado sobre uma única estaca com profundidade de 14 metros, conforme detalhado na Figura 3.4. Para simplificar as análises numéricas realizadas neste trabalho, optou-se por utilizar uma seção circular na modelagem, mantendo-se o diâmetro da estaca de 0,5 m, conforme Silva (2022). O modelo linear elástico será utilizado para representar o comportamento da estaca, como descrito na referência.

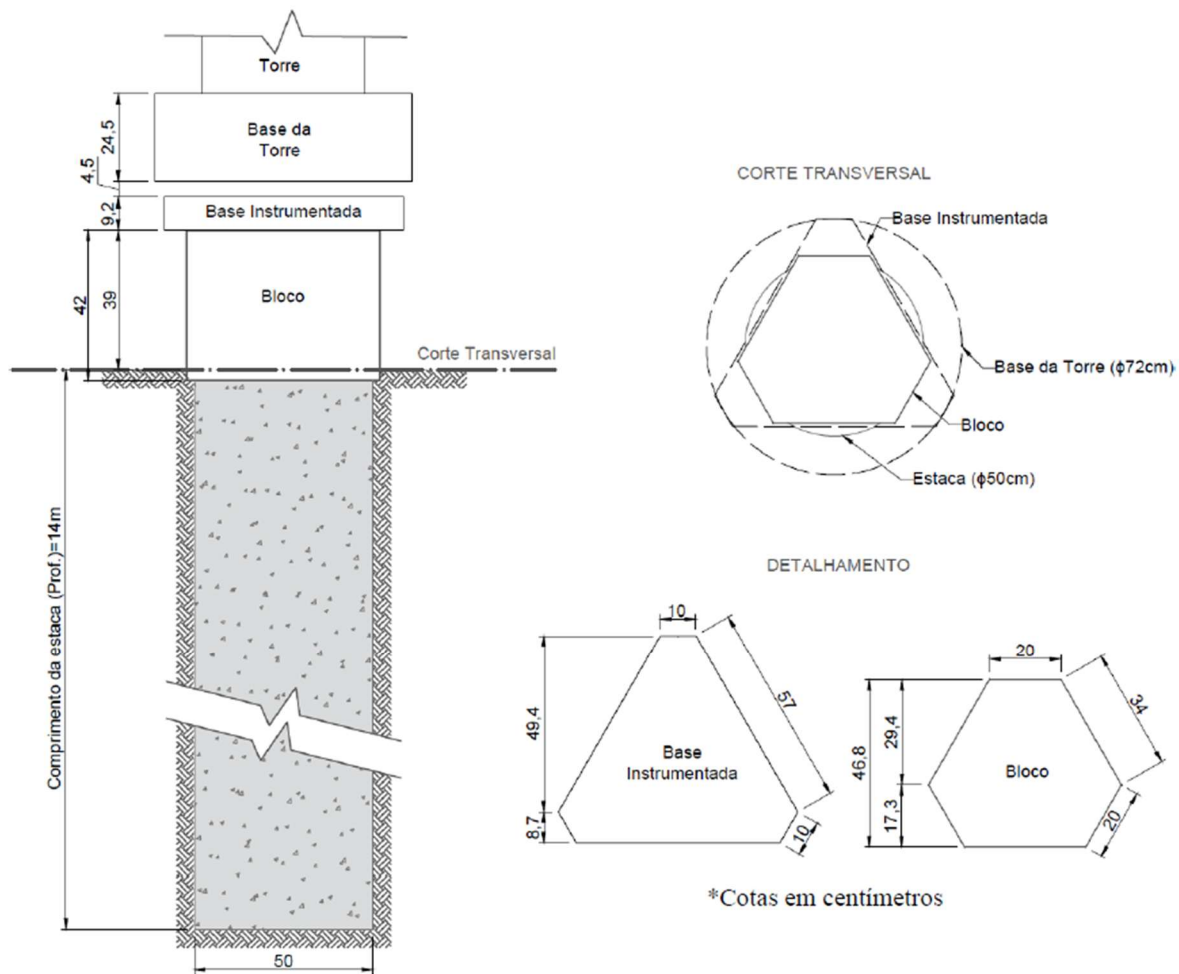


Figura 3.4 - Detalhamento dos elementos de fundação e base da torre (Silva, 2022).

3.2 Solicitações

A definição das solicitações aplicadas na modelagem computacional da fundação do aerogerador foi realizada a partir da caracterização das ações do vento atuantes sobre a torre e o conjunto rotor–nacele, considerando tanto aspectos normativos quanto dados meteorológicos locais. O vento é reconhecidamente a principal ação variável atuante em aerogeradores, sendo responsável pela geração de esforços horizontais, momentos fletores e, em determinadas condições, esforços de torção transmitidos à fundação.

A ação do vento sobre aerogeradores envolve componentes estáticas e dinâmicas, associadas à intensidade, direção e variabilidade temporal do escoamento, bem como às características geométricas e estruturais da torre e do rotor. Essas ações influenciam o comportamento da

fundação, e, por isso, sua definição deve considerar não apenas a magnitude das cargas, mas também a direção predominante de incidência do vento.

No caso específico dos solos tropicais do Distrito Federal, a avaliação da direção da solicitação aplicada à fundação assume papel relevante devido à anisotropia mecânica desses materiais. Estudos clássicos, como os de Araki (1997) e Guimarães (2002), identificaram variações nos parâmetros de resistência em função da orientação do plano de cisalhamento, atribuídas principalmente ao fluxo vertical da água e ao processo de lixiviação característico desses solos. Como consequência, são observados, em geral, valores distintos de resistência ao cisalhamento conforme a direção solicitante, com coesões aparentes superiores em ensaios realizados com plano de cisalhamento horizontal em relação aos ensaios verticais. Nesse contexto, a definição da direção predominante do vento constitui etapa importante para a representação coerente das solicitações impostas à fundação.

Inicialmente, foram obtidos dados de direção e velocidade do vento a partir da estação meteorológica automática A001 do INMET e da base NASA POWER. Esses dados abrangeram o período de 2000 a 2024 e permitiram a construção das rosas dos ventos apresentadas na Figura 3.5. Para alturas de 10 m e 50 m, observou-se uma predominância da direção do vento entre Leste e Lés-Nordeste, sendo adotada a direção média de 79° para aplicação das solicitações no modelo.

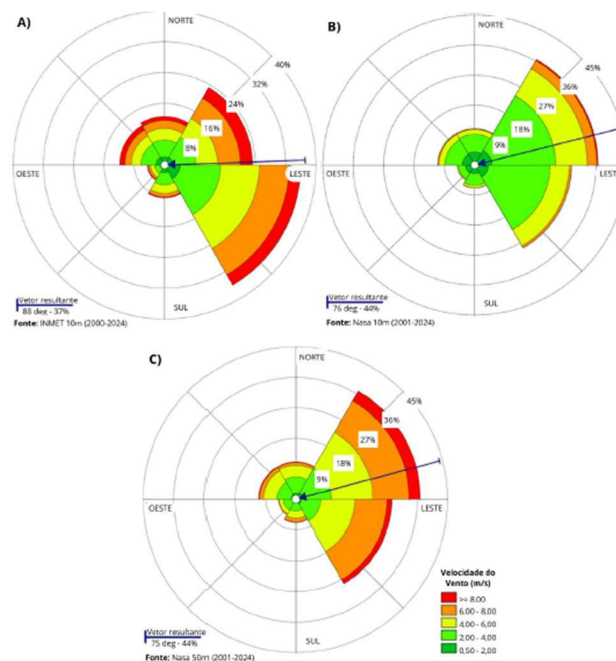


Figura 3.5 – Rosa dos ventos com dados obtidos em alturas de: A) e B) 10 m e C) 50 m (Silva, 2025)

No que se refere à intensidade do vento, verificou-se que, para a direção adotada, as velocidades mais recorrentes situam-se na faixa de 6 a 8 m/s para os dados do INMET, tanto a 10 m quanto a 50 m de altura. Em função do caráter conservador desejado para a análise, optou-se por utilizar como referência os dados da estação do INMET para a definição das velocidades médias incidentes na torre.

Para a avaliação das solicitações máximas associadas a eventos extremos, foi realizada a análise das rajadas máximas anuais de vento, considerando diferentes períodos de retorno. As rajadas correspondem a variações súbitas da velocidade do vento em curtos intervalos de tempo e representam situações particularmente críticas para estruturas esbeltas, como torres eólicas. Conforme recomendado pelo INMET, essas rajadas são caracterizadas por incrementos superiores a 3,6 m/s em relação à velocidade média.

Os dados de rajada máxima anual foram ajustados por meio da distribuição estatística de Weibull, amplamente utilizada na caracterização do regime de ventos, conforme descrito por Wang et al. (2018). Os parâmetros de forma e de escala da distribuição foram estimados com base nos momentos da amostra, a partir da média e da variância da série histórica, conforme metodologia consolidada na literatura. A partir desse ajuste, Silva (2025) obteve a curva de variação da velocidade do vento em função do período de retorno e estimou as velocidades extremas associadas ao projeto como sendo de 30 m/s.

Para representação da carga sobre o rotor foi adotada uma força pontual de 0,69 kN, enquanto a carga na torre foi considerada com distribuição triangular de intensidade máxima igual a 0,17 kN/m. Essas solicitações foram integradas em uma modelagem simplificada utilizando o software Ftool, que permitiu estimar os esforços equivalentes transmitidos à base da torre. Como resultado, obteve-se uma carga horizontal de 2,4 kN e um momento fletor de 36 kN·m (Figura 3.6).

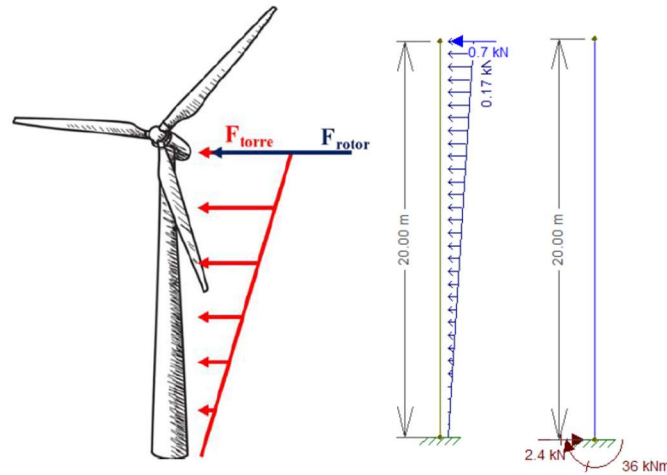


Figura 3.6 - Esforços no topo da fundação (Silva, 2025).

A metodologia adotada, bem como os critérios de definição das solicitações, está em consonância com os procedimentos descritos por Silva (2022) e Silva (2025), sendo adequada para análises científicas e estudos de pré-projeto de fundações de aerogeradores.

3.3 Modelo Numérico

A modelagem computacional, via MEF, foi realizada no software Plaxis 3D versão V21, comercializado pela Bentley Systems e com licença projeto da UnB "Otimização do modelo meteorológico BRAMS". O Plaxis é um software capaz de representar o comportamento mecânico de solos e estruturas por ter uma flexibilidade na implementação de modelos constitutivos avançados, permitindo a representação de fenômenos não lineares.

Para fins de modelagem numérica, o perfil do solo foi discretizado em seis camadas distintas, conforme ilustrado na Figura 3.7, de modo a permitir a atribuição de parâmetros geomecânicos variáveis com a profundidade para cada modelo constitutivo adotado. Essa segmentação estratigráfica foi definida com base em Silva (2022), com o objetivo de preservar o comportamento em camadas observado in situ, ao mesmo tempo em que se busca uma representação numérica simplificada e eficiente.

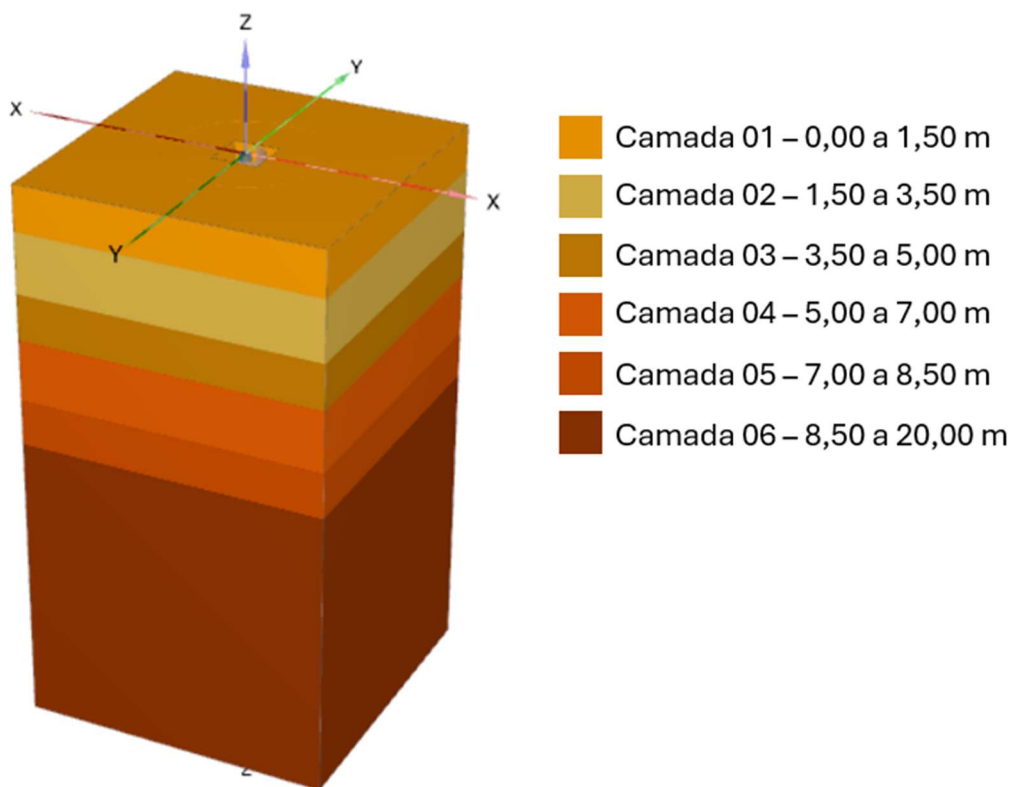


Figura 3.7 – Discretização numérica do perfil do solo em seis camadas.

A estaca de fundação foi representada no modelo numérico como um elemento cilíndrico de concreto, com comportamento linear elástico. Sua geometria foi definida de modo a preservar a mesma relação L/D da estaca do protótipo eólico EOL20, garantindo compatibilidade geométrica entre o modelo numérico e a fundação de referência. Para isso, adotou-se comprimento total de 10 m, diâmetro de 35 cm e relação $L/D = 28$. Considerou-se ainda um trecho de 1 m acima do nível do terreno, correspondente à escavação do topo da estaca, de forma que a carga horizontal aplicada gerasse o momento fletor desejado no nível do terreno escavado. Quanto às propriedades do material, foi adotado concreto com peso específico de $21,50 \text{ kN/m}^3$, módulo de elasticidade de 20 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,15.

As análises numéricas foram organizadas em etapas visando representar tanto o processo construtivo quanto as solicitações atuantes no sistema de fundação. Inicialmente, foi aplicada a condição de tensões geostáticas relativas ao peso próprio do solo, seguida pelas fases que simularam a escavação do maciço e a construção da estaca, incluindo a ativação das interfaces solo–estrutura.

As etapas subsequentes corresponderam à aplicação das solicitações, simulando os carregamentos e descarregamentos horizontais representativos da ação do vento, conforme descrito no item 3.2. O carregamento foi introduzido de forma horizontal e pontual conforme valores de carregamento e descarregamento previamente calculados.

O solo foi modelado com elementos tetraédricos que capturam tensões e deformações, com atenção especial às áreas próximas à interface com a estaca. A estaca foi representada por elemento cilíndrico de concreto (linear elástico) e a interface solo-estaca será simulada com elementos específicos, posteriormente detalhados, garantindo a representação da interação entre os materiais. Além disso, foram realizadas análises separadas para cada modelo constitutivo, com o objetivo de comparar os resultados e entender como cada modelo influencia na previsão do comportamento das fundações.

3.4 Definição de Parâmetros

Para a modelagem computacional, o primeiro passo foi a definição de parâmetros de cada um dos modelos constitutivos estudados neste trabalho, que serão apresentadas a seguir.

3.4.1 Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP)

Os parâmetros de resistência e deformabilidade que representam as camadas de interesse da fundação estudada, para o modelo EPP, foram baseados em estudos prévios na região, calibrados por Rebolledo et al. (2019) para o modelo HS, que apresenta o mesmo critério de ruptura e citados novamente em trabalhos posteriores como o de Silva (2022). A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros utilizados nas análises para o modelo EP.

Tabela 3.1 – Parâmetros do modelo EP

Camada	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Profundidade (m)	0-1,5	1,5-3,5	3,5-5,0	5,0-7,0	7,0-8,5	8,5-20,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
E (MPa)	3,2	2,5	4,0	12,0	13,2	12,2
c' (kPa)	5	5	5	20	75	20
ϕ' (°)	25	25	26	20	20	22
ν'	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

3.4.2 Hardening Soil (HS)

Para a aplicação do modelo constitutivo HS, adotaram-se os parâmetros previamente calibrados por Rebolledo et al. (2019) para o perfil de solo do Campo Experimental de Fundações da Universidade de Brasília. A Tabela 3.2 apresenta um resumo dos valores utilizados nesta análise.

Tabela 3.2 - Parâmetros do modelo HS (Rebolledo et al., 2019)

Parâmetro	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Prof. (m)	0–1,5	1,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–8,5	8,5–20,0
Drenagem	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
$E_{50,ref}$ (MPa)	3,2	2,5	4	12	13,2	12,2
$E_{oed,ref}$ (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7	5,7
$E_{ur,ref}$ (MPa)	14	14	36,9	37,5	54	54
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
c' (kPa)	5	5	5	20	75	20
ϕ' (°)	25	25	26	32	20	22
Ψ (°)	0	0	0	0	0	0
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
P_{ref} (kN/m ²)	100	100	100	100	100	100
K_0^{nc}	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
R_f	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
Tensile Strength	0	0	0	0	0	0
$K_{0,x} = K_{0,y}$	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0

3.4.3 Modified Cam-Clay (MCC)

A definição dos parâmetros do modelo MCC foi conduzida com base na integração entre dados de ensaios laboratoriais, parâmetros já definidos para o modelo HS, e formulações reconhecidas na literatura técnica. O objetivo foi estimar os parâmetros necessários para a modelagem numérica das seis camadas de solo analisadas, considerando-se a consistência e coerência entre os diferentes modelos constitutivos.

Os valores de peso específico (γ) e coeficiente de Poisson drenado (ν') foram diretamente adotados a partir dos parâmetros já definidos e calibrados no modelo HS para cada camada. Esses parâmetros são considerados propriedades básicas do material e não sofrem alteração

com a mudança do modelo constitutivo. Do mesmo modo, o índice de vazios inicial de cada camada foi definido conforme definido em Silva (2022).

O parâmetro M , conhecido como constante de atrito do modelo MCC, representa a razão entre a tensão desviadora (q) e a pressão efetiva média p' na linha de estado crítico, isto é, $M = q/p'$. Este parâmetro pode ser determinado experimentalmente a partir de ensaios triaxiais drenados ou não drenados, com medidas de poropressão, executados até grandes deformações, de forma a garantir que os valores finais de q e p' estejam suficientemente próximos da linha de estado crítico. A correlação entre o ângulo de atrito interno ϕ' e o parâmetro M do modelo MCC deriva da condição de escoamento elipsoidal no espaço $q - p'$, que define a superfície de ruptura como $q = Mp'$ na linha de estado crítico (Wood, 1990).

A relação entre o parâmetro M e o ângulo de atrito efetivo ϕ' pode ser obtida por meio da equivalência entre as superfícies de escoamento dos critérios de *Mohr-Coulomb* e *Cam-Clay*. Para ensaios de compressão triaxial, utiliza-se a Eq.(19), (Wood, 1990):

$$M = \frac{6\sin\phi'}{3 - \sin\phi'} \quad (19)$$

Os parâmetros λ e κ foram definidos a partir de uma correlação com os módulos de rigidez edométrico de referência (E_{oed}^{ref}) e de descarregamento–recarregamento (E_{ur}^{ref}), previamente calibrados no modelo HS.

No modelo MCC, a variação do índice de vazios em função da tensão média efetiva é descrita no plano $e - \ln p'$ pelas Equações (19) e (20):

- Compressão normal:

$$de = -\lambda d(\ln p') \quad (20)$$

- Descarregamento/recarregamento:

$$de = -\kappa d(\ln p') \quad (21)$$

Relacionando essas expressões com a definição de deformação volumétrica e com o módulo de rigidez volumétrico elástico, obtém-se as seguintes relações operacionais apresentadas nas Equações (22) e (23):

$$\lambda = \frac{(1 + e_0)p'_{ref}}{E_{oed}^{ref}} \quad (22)$$

$$\kappa = \frac{(1 + e_0)p'_{ref}}{E_{ur}^{ref}} \quad (23)$$

Essas expressões não são apresentadas como fórmulas fechadas explícitas nos manuais, mas derivam diretamente das definições fundamentais do modelo MCC e da interpretação dos módulos de rigidez utilizados no modelo HS, conforme discutido por Wood (1990).

Tratando-se da tensão de pré-adensamento inicial, esta foi estimada a partir do estado de tensões efetivas *in situ*, considerando a sobrecarga vertical média atuante em cada camada. Para camadas consideradas normalmente adensadas, adotou-se $OCR = 1$, resultando em $p'_c = p'$. Nos casos em que o modelo HS indicava comportamento levemente sobre-adensado, os valores de OCR foram mantidos, garantindo coerência entre os modelos.

Com a definição dos parâmetros γ , ν' , e_0 , M , λ , κ e p'_c , o conjunto de parâmetros necessários para a implementação do modelo MCC no Plaxis foi integralmente estabelecido para as seis camadas do perfil de solo analisado. A metodologia adotada assegura consistência mecânica, rastreabilidade das estimativas e aderência às formulações clássicas da Mecânica dos Solos em Estado Crítico.

Tabela 3.3 – Parâmetros do modelo MCC

Parâmetro	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Profundidade (m)	0–1,5	1,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–8,5	8,5–20,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
ν'	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e_0	1,6	1,03	1,35	1,25	1,09	0,88
p_{ref} (kPa)	100	100	100	100	100	100
ϕ' (°)	25	25	26	32	20	22
M	0,984	0,984	1,027	1,287	0,772	0,856
$E_{oed,ref}$ (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7	5,7
$E_{ur,ref}$ (MPa)	14	14	36,9	37,5	54	54
λ	0,0531	0,15*	0,1068	0,0326	0,0299	0,033
κ	0,0092	0,0092*	0,00637	0,006	0,00387	0,00348

Parâmetro	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
POP (kPa)	16,1	6,6	0	31,4	0	0

3.4.4 Soft Soil (SS)

A definição dos parâmetros do modelo constitutivo SS, conforme implementado no software Plaxis, foi realizada a partir da adaptação dos parâmetros previamente calibrados para o modelo MCC, considerando a proximidade conceitual entre ambos os modelos. O SSM baseia-se nos mesmos princípios fundamentais e dependência das tensões efetivas, sendo particularmente adequado à representação do comportamento de solos argilosos normalmente consolidados e altamente compressíveis.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, representados pelo ângulo de atrito efetivo (ϕ') e pela coesão efetiva (c'), foram mantidos consistentes com aqueles adotados no MCC, bem como o coeficiente de Poisson efetivo (ν'), que foi igualmente preservado.

A principal adaptação refere-se aos parâmetros de compressibilidade volumétrica. Enquanto o MCC expressa a compressibilidade por meio dos parâmetros λ e κ , definidos no plano índice de vazios versus logaritmo natural da tensão média efetiva ($e - \ln p'$), o modelo Soft Soil utiliza os parâmetros λ^* e κ^* , que representam versões normalizadas dessas inclinações, formuladas em termos de deformações volumétricas.

Dessa forma, adotou-se a aproximação direta amplamente empregada na literatura técnica, segundo a qual os parâmetros do SS podem ser obtidos a partir dos parâmetros do modelo MCC pela normalização em função do índice de vazios inicial (e_0), conforme as Equações (24) e (25):

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (24)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (25)$$

em que λ e κ correspondem, respectivamente, aos parâmetros de compressão virgem e de recompressão do MCC, e e_0 representa o índice de vazios inicial associado ao estado de tensões de referência.

Os parâmetros de pré-adensamento (POP), quando existentes, foram igualmente mantidos conforme definidos na calibração do MCC.

A Tabela 3.4 apresenta um resumo completo dos parâmetros adotados para o modelo SS em cada camada do perfil, incluindo propriedades físicas, parâmetros de resistência e os valores calculados de λ^* e κ^* utilizados nas análises.

Tabela 3.4 – Parâmetros do modelo SS

Parâmetro	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Prof. (m)	0–1,5	1,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–8,5	8,5–20,0
e_0	1,6	1,03	1,35	1,25	1,09	0,88
λ^*	0,0204	0,0739	0,0454	0,0145	0,0143	0,0176
κ^*	0,00354	0,00453	0,00271	0,00267	0,00185	0,00185

3.4.5 SClay-1 (SC1)

O SC1, como uma extensão anisotrópica e estruturada do modelo MCC, requer a definição de um conjunto ampliado de parâmetros para representar o comportamento mecânico dos solos. Não foram identificados, até o momento, estudos que documentem sua aplicação específica às argilas do Distrito Federal. Considerando as particularidades desses solos, e a necessidade de entendimento da resposta dos carregamentos cíclicos, foi feito o procedimento de parametrização e calibração do modelo, de modo a garantir que sua resposta represente adequadamente o comportamento observado experimentalmente na região.

A calibração do modelo foi conduzida por meio do módulo *SoilTest* do Plaxis, adotando-se como ponto de partida os parâmetros clássicos do modelo MCC. Inicialmente, os parâmetros associados à anisotropia foram zerados, uma vez que a avaliação explícita da anisotropia não constitui objetivo deste trabalho, buscando-se, nesta etapa, uma representação isotrópica do comportamento do solo. De forma análoga, os parâmetros relacionados ao *creep*, que introduzem dependência temporal na resposta constitutiva, foram definidos com valores mínimos, correspondentes a uma influência desprezível do tempo, uma vez que não se pretende analisar efeitos viscosos neste estudo.

A calibração foi realizada com base na comparação entre os resultados numéricos obtidos no *SoilTest* e os ensaios triaxiais apresentados por Mendoza e Farias (2020), ajustando-se os parâmetros de modo a reproduzir o comportamento tensão–deformação e a resposta volumétrica observados experimentalmente. No SC1, a resistência ao cisalhamento em regime

de estado crítico é definida por dois parâmetros distintos, M_c e M_e , correspondentes às inclinações da linha de estado crítico em compressão e extensão triaxial, respectivamente.

Considerando que os dados disponíveis forneciam inicialmente o parâmetro único M do MCC optou-se por calcular diretamente os parâmetros M_c e M_e a partir desse valor, por meio da conversão para o ângulo de atrito efetivo e do uso das relações clássicas do modelo.

Uma vez conhecidos os valores de ϕ' e M , derivados do MCC, os parâmetros M_c e M_e foram calculados por meio das Equações (26) e (27):

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \text{ (compressão triaxial)} \quad (26)$$

$$M_e = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \text{ (extensão triaxial)} \quad (27)$$

Os demais parâmetros do modelo foram inicialmente estimados com base em valores típicos reportados para argilas moles em estudos que utilizaram o modelo SC1, conforme apresentado por Wheeler et al. (2003) e Yin e Karstunen (2011). A partir desses valores iniciais, procedeu-se ao ajuste dos parâmetros durante a calibração, de modo a adequar a resposta numérica às características específicas da argila de Brasília.

Considerando que a Camada 2 corresponde à região de maior interesse do estudo, onde ocorre a aplicação do carregamento, a calibração foi realizada exclusivamente para essa camada. Posteriormente, os parâmetros calibrados foram replicados para as demais camadas.

A Figura 3.8 apresenta a comparação entre os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e as respostas numéricas simuladas no módulo SoilTest, evidenciando a qualidade do ajuste dos parâmetros adotados para o modelo SC1.

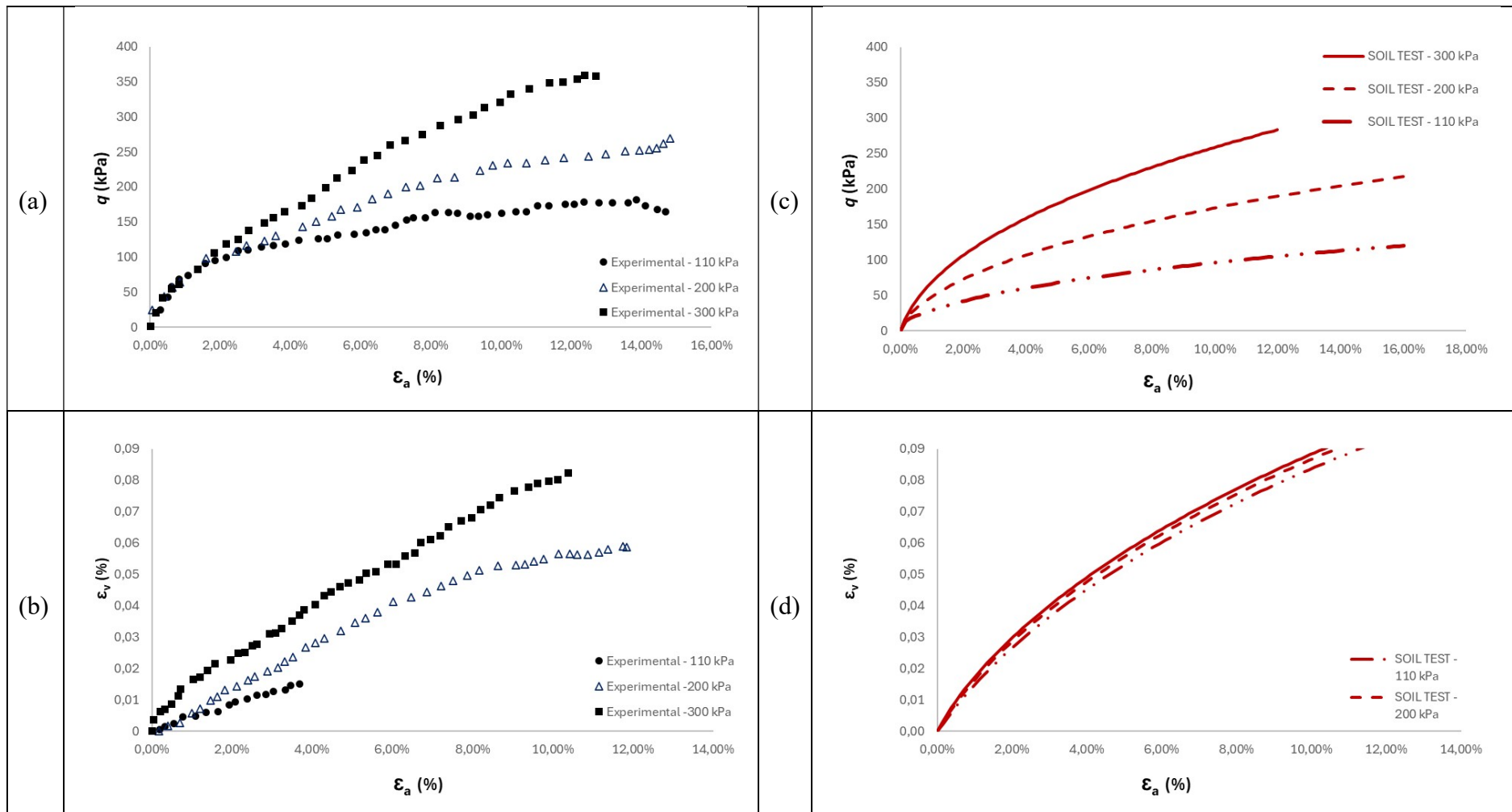


Figura 3.8 – Calibração dos parâmetros do SC1 através de ensaios triaxiais realizados por Mendoza e Farias (2020): (a) e (b) resultados experimentais; (c) e (d) resultados calibrados

A Tabela 3.5 apresenta os parâmetros aplicados nas análises com SC1.

Tabela 3.5 – Parâmetros do modelo SC1

Parâmetro	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Prof. (m)	0–1,5	1,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–8,5	8,5–20,0
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
ν	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e_0	1,6	1,03	1,35	1,25	1,09	0,88
λ	0,0531	0,15	0,1068	0,0326	0,0299	0,033
κ	0,0092	0,0092	0,00637	0,006	0,00387	0,00348
ϕ'	25	25	26	32	20	22
M_c (comp.)	0,984	0,984	1,027	1,287	0,772	0,856
M_e (ext.)	0,840	0,840	0,872	1,052	0,681	0,746
OCR (≥ 1)	1	1	1	1	1	1
POP (kPa)	16,1	6,6	0	31,4	0	0
$\omega^{(1)}$	0	0	0	0	0	0
$\omega_d^{(1)}$	0	0	0	0	0	0
ξ	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
ξ_d	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$\alpha_0^{(1)}$	0	0	0	0	0	0
$\chi_0^{(1)}$	5	5	5	5	5	5
τ (dias) ⁽²⁾	1	1	1	1	1	1
$\mu^{*(2)}$	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-3}
$K_{0,NC}$	1,37	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63

Notas:

⁽¹⁾ Parâmetros de anisotropia adotados como nulo para as análises deste trabalho, pois não se prevê o estudo das condições anisotrópicas do solo da região

⁽²⁾ Parâmetros Creep

3.4.6 Barcelona Basic Model (BBM)

A calibração dos parâmetros do modelo constitutivo BBM, proposto por Alonso, Gens e Josa (1990), foi realizada a partir da integração de dados experimentais provenientes de diferentes fontes, com o objetivo de representar adequadamente o comportamento mecânico de solos não saturados nas camadas analisadas.

Inicialmente, os parâmetros elásticos e de resistência foram transpostos do modelo MCC, previamente calibrado para as seis camadas de solo consideradas (ver item anterior). Essa transposição baseou-se na equivalência direta entre as variáveis comuns aos dois modelos constitutivos, tais como o peso específico natural γ , o coeficiente de Poisson ν' , o índice de vazios inicial e_0 , o ângulo de atrito efetivo ϕ' , o índice de compressibilidade plástica λ e o índice de recompressão κ . Os valores adotados para esses parâmetros foram extraídos dos

estudos de Mendoza & Farias (2020), que forneceram a base experimental para a caracterização do material em condição saturada.

Em seguida, foram definidos os parâmetros específicos do BBM associados à sucção, os quais não estão presentes no MCC. Esses parâmetros foram determinados com base nos resultados experimentais apresentados por Pereira (1996) para solos estruturados e colapsíveis do Distrito Federal, bem como a partir da descrição hidráulica do solo por meio da curva característica solo-água ajustada segundo o modelo de Van Genuchten (1980).

No BBM, a variação do índice de compressibilidade plástica com a sucção é descrita pela Eq.(28):

$$\lambda(s) = \lambda[r + (1 - r)\exp(-\beta s)] \quad (28)$$

em que $\lambda(s)$ é o índice de compressibilidade plástica sob sucção s , λ é o índice correspondente à condição saturada, r é um parâmetro adimensional que define o valor assintótico de $\lambda(s)$ para grandes sucções, e β controla a taxa de variação da compressibilidade com a sucção. Com base em Pereira (1996), adotaram-se $r = 1,5$ e $\beta = 0,0125 \text{ m}^2/\text{kN}$.

A curva característica solo-água foi descrita por meio do modelo de Van Genuchten (1980), na forma empregada na implementação do BBM no Plaxis, que relaciona o grau de saturação S à sucção mátrica ψ , segundo a Eq. (29):

$$S(\psi) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res})[1 + (g_a |\psi|)^{g_n}]^{g_c} \quad (29)$$

em que S_{res} é o grau de saturação residual, S_{sat} é o grau de saturação na condição saturada, g_a é o parâmetro associado à pressão de entrada de ar (Air Entry Value – AEV), g_n é o parâmetro de forma da curva e g_c controla a curvatura do trecho de dessaturação.

No modelo de Van Genuchten, o parâmetro g_c não é independente, sendo definido em função de g_n pela Eq. (30):

$$g_c = \frac{1 - g_n}{g_n} \quad (30)$$

Com base nos valores reportados por Pereira (1996) e adotados neste trabalho, foram utilizados $S_{res} = 0,4$, $S_{sat} = 1,0$ e $g_n = 1,9$, resultando em $g_c = -0,4737$. O parâmetro g_a , representativo da pressão de entrada de ar, foi calibrado individualmente para cada camada de solo, conforme descrito a seguir.

A consideração do comportamento não saturado foi restrita às três primeiras camadas do perfil, por se tratar das zonas efetivamente sujeitas à variação de sucção. Para as camadas 1 e 2, os valores de g_a foram adotados diretamente do estudo de Pereira (1996). Para a camada 3, foi necessário um ajuste adicional do parâmetro g_a , assumindo-se que a pressão de entrada de ar varia inversamente com o tamanho médio dos poros, o qual pode ser aproximado pela porosidade n , definida conforme Eq. (31):

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (31)$$

Dessa forma, o parâmetro g_a da camada i foi recalculado pela relação:

$$g_{a,i} = g_{a,ref} \cdot \frac{n_i}{n_{ref}} \quad (32)$$

em que $g_{a,ref}$ e n_{ref} correspondem, respectivamente, ao valor de referência adotado para a camada 1 ($g_{a,ref} = 3,0 \text{ m}^{-1}$ e $n_{ref} = 0,615$). Esse procedimento resultou em $g_{a,3} = 2,8 \text{ m}^{-1}$, valor considerado fisicamente coerente para a terceira camada, em consonância com observações experimentais reportadas na literatura (Delage et al., 1998; Romero & Vaunat, 2000).

A pressão de referência p_r , utilizada na normalização da evolução da superfície de plastificação, foi fixada em $p_r = 4000 \text{ kPa}$. Os parâmetros elásticos associados à sucção foram definidos como $\kappa_s = 0,0001$ e $K_s = 0,62$, sendo responsáveis pela resposta volumétrica elástica do solo frente a variações de sucção sob tensão média líquida constante.

A Tabela 3.6 resume os parâmetros adotados para o modelo BBM. Ressalta-se que, conforme mencionado, os parâmetros elásticos e resistentes do BBM foram diretamente transpostos do modelo CCM previamente calibrado, já parâmetros adicionais relacionados à sucção foram atribuídos apenas às três primeiras camadas, nas quais o comportamento não saturado é relevante, sendo as camadas mais profundas tratadas como saturadas.

Tabela 3.6 – Parâmetros do modelo BBM e da curva característica

Parâmetro	Camada 01	Camada 02	Camada 03	Camada 04	Camada 05	Camada 06
Profundidade (m)	0–1,5	1,5–3,5	3,5–5,0	5,0–7,0	7,0–8,5	8,5–20,0
Tipo de Drenagem	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
γ (kN/m ³)	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
v'	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
λ	0,0531	0,15*	0,1068	0,0326	0,0299	0,033
κ	0,0092	0,0092*	0,00637	0,006	0,00387	0,00348
e_0	1,6	1,03	1,35	1,25	1,09	0,88
ϕ' (°)	25	25	26	32	20	22
K_0^{nc}	1	1	1	1	1	1
POP (kPa)	16,1	6,6	0	31,4	0	0
p_r (kPa)	4000	4000	4000	—	—	—
r	1,5	1,5	1,5	—	—	—
β (m ² /kN)	0,0125	0,0125	0,0125	—	—	—
κ_s	0,0001	0,0001	0,0001	—	—	—
K_s	0,62	0,62	0,62	—	—	—
α	1	1	1	—	—	—
S_{res}	0,4	0,4	0,4	—	—	—
S_{sat}	1	1	1	—	—	—
g_n	1,9	1,9	1,9	—	—	—
$gc = (1 - g_n)/g_n$	-0,4737	-0,4737	-0,4737	—	—	—
g_a (m ⁻¹)	3	3	3	—	—	—

Para a definição da curva de retenção/sucção adotada no PLAXIS para o modelo BBM, optou-se pela formulação de van Genuchten para representar a variação do grau de saturação com a sucção em solos não saturados e por ser uma metodologia diretamente compatível com a estrutura hidráulica considerada nos dados existentes para o local estudado. No PLAXIS, essa relação é utilizada para descrever o comportamento hidráulico do solo acima da linha freática, sendo o grau de saturação efetivo definido a partir de S , S_{res} e S_{sat} . Assim, para a presente modelagem, foram adotados os parâmetros apresentados na Tabela 3.7, com base na calibração da curva característica no módulo *Soil Test* apresentada na Figura 3.9 e na formulação de van Genuchten MT (1980) aplicada ao contexto do BBM, realizada por Santos et al. (2025).

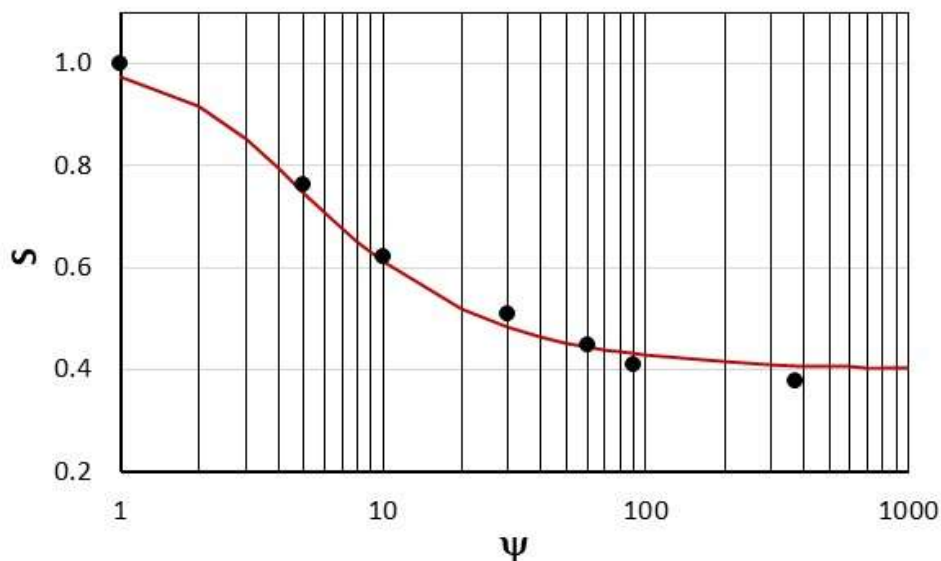


Figura 3.9 – Curva de característica calibrada (Santos et al, 2025)

Tabela 3.7 – Parâmetros de entrada para Van Genuchten MT (1980)

Parâmetro	Valor	Unidade
S_{res}	0,4	—
S_{sat}	1	—
g_n	1,9	—
g_a	3	1/m
g_c	-0,4737	—

3.5 Malha de Elementos Finitos

A definição da malha de elementos finitos é uma etapa essencial na modelagem computacional, pois impacta diretamente na qualidade e confiabilidade dos resultados. No PLAXIS, a malha deve ser suficientemente refinada para capturar adequadamente as regiões de maior concentração de tensões e deformações, mas sem gerar um número excessivo de elementos que inviabilize o custo computacional. Além disso, o manual do software destaca que, para garantir boa qualidade numérica, os elementos devem ser os mais regulares possível, evitando-se formas excessivamente alongadas e estreitas.

Neste trabalho, a calibração da discretização numérica foi conduzida a partir de uma análise combinada das dimensões do maciço e da densidade da malha. Para isso, foram avaliados por Silva (2022) domínios laterais com largura de 5 m, 10 m e 15 m, associados a profundidades

de 21 m e 28 m, bem como diferentes valores de Coarseness Factor (C.F.), iguais a 0,1; 0,25; 0,5 e 1,0.

Conforme ilustrado na Figura 3.10, optou-se por uma malha com distribuição do tipo *Medium*, combinada com refinamento local ativado (*Enhanced mesh refinements*), de modo a equilibrar tempo computacional e detalhamento. Os parâmetros utilizados incluíram um fator global de escala de 1,2 e um fator mínimo de tamanho de elemento de $5,0 \times 10^{-3}$ m, permitindo uma discretização mais densa nos pontos de maior interesse da análise.

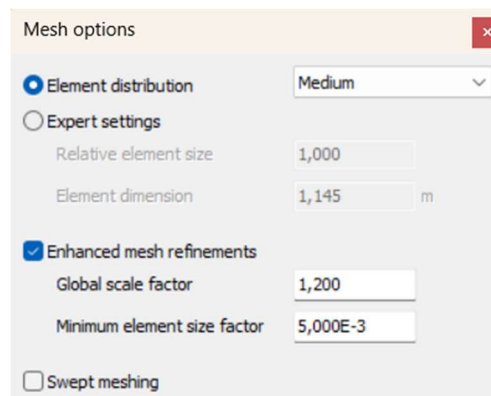


Figura 3.10 – Configuração da malha no Plaxis 3D

A Figura 3.11 ilustra a discretização do domínio tridimensional por meio de elementos finitos, evidenciando a concentração de elementos menores no entorno da estaca em comparação com as porções mais afastadas do maciço.

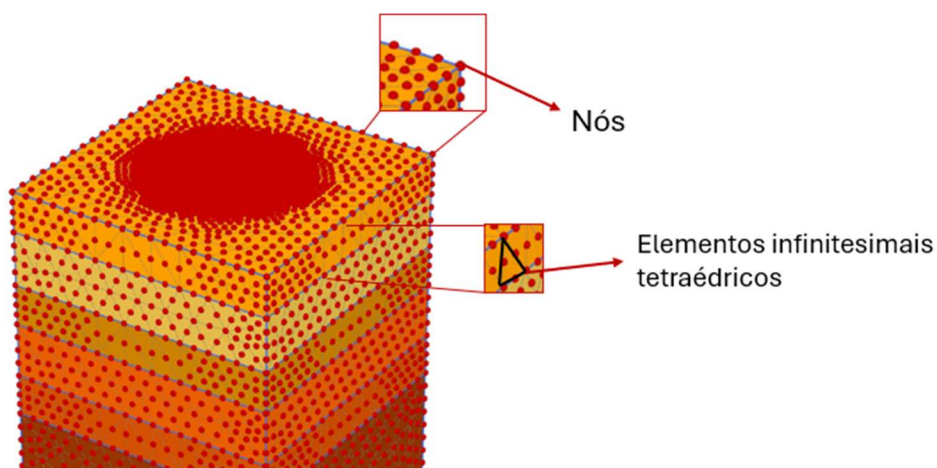


Figura 3.11 – Nós e elementos da malha no Plaxis 3D

No PLAXIS 3D, a formulação numérica é baseada em elementos tetraédricos de segunda ordem, compostos por dez nós e quatro pontos de integração (pontos de Gauss), conforme

representado esquematicamente na Figura 3.12, adaptada do manual do software. Nos nós da malha são definidas as condições de contorno e obtidos os valores de forças e deslocamentos nodais, enquanto as deformações e tensões são calculadas nos pontos de Gauss, localizados no interior dos elementos. Dessa forma, a densidade e a organização da malha exercem influência direta na capacidade do modelo em representar adequadamente os gradientes de tensão e deformação, refletindo-se na qualidade dos resultados numéricos obtidos.

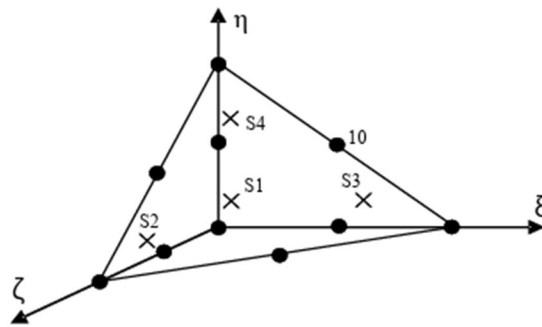


Figura 3.12 – Elemento finito tridimensional tetraédrico de 10 nós utilizado no PLAXIS 3D, com indicação dos pontos de integração (pontos de Gauss) no sistema de coordenadas naturais (ξ , η , ζ). (Plaxis, 2025)

Como esta modelagem tem por objetivo simular o comportamento de uma estaca atuando como elemento de fundação profunda, foi necessário aplicar um refinamento mais detalhado da malha na região ao seu redor. Isso se justifica pelo fato de que a interface solo–estaca concentra os maiores gradientes de deformação e tensões, sendo fundamental garantir uma discretização mais precisa nesse trecho para representar adequadamente os mecanismos de transferência de carga. Sendo assim, a Figura 3.13 mostra a localização desse refinamento, com a presença de elementos menores nas proximidades da estaca em comparação com o restante do modelo.

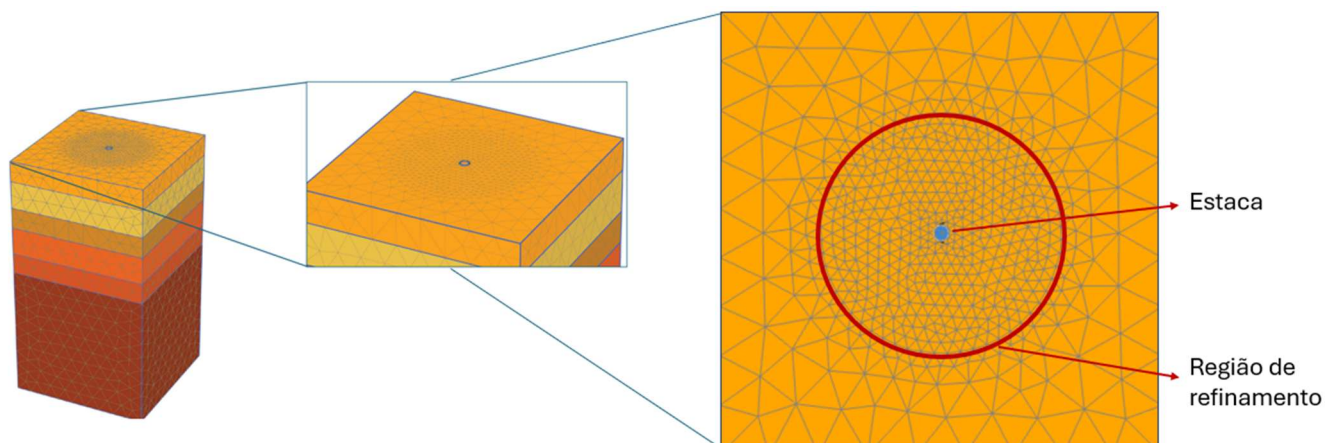


Figura 3.13 – Região de refinamento da malha

Por fim, a Figura 3.14 apresenta o índice de qualidade dos elementos. No PLAXIS, a qualidade da malha é expressa em uma escala adimensional variando de 0 a 1, em que valores mais próximos de 1 indicam elementos com melhor conformação geométrica, isto é, mais regulares e menos sujeitos a distorções numéricas, enquanto valores próximos de 0 correspondem a elementos geometricamente menos favoráveis. Na malha adotada, observa-se predomínio de elementos em tonalidades verdes, correspondentes a valores elevados do índice de qualidade, em geral superiores a aproximadamente 0,70 e com grande concentração próxima da faixa entre 0,80 e 1,00, o que indica que a maior parte da malha apresenta boa regularidade geométrica e, portanto, condições adequadas para a representação numérica do problema.

Nota-se ainda a ocorrência pontual de alguns elementos com qualidade intermediária, em faixas amareladas a alaranjadas, localizados principalmente em regiões de transição geométrica e de mudança de refinamento. Entretanto, esses elementos aparecem de forma localizada e não predominante, sem comprometer o padrão global de qualidade da malha. Assim, a distribuição observada confirma que o refinamento adotado ao redor da estaca foi eficiente para aumentar a resolução do modelo na região crítica sem induzir deterioração significativa da qualidade dos elementos.

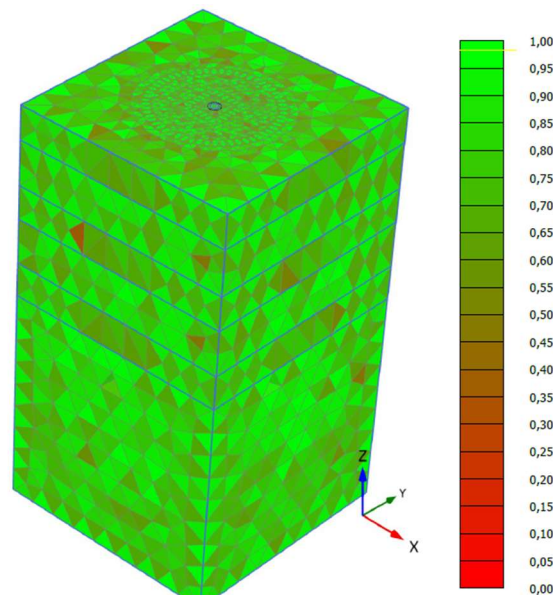


Figura 3.14 – Qualidade da malha

Durante as etapas de escavação e de aplicação dos carregamentos, foi adotado o procedimento de Update Mesh, conforme a implementação do PLAXIS 3D. Esse procedimento consiste na

atualização incremental da geometria do modelo e da malha de elementos finitos ao longo do processo de cálculo, de forma a acompanhar as deformações acumuladas no domínio, reduzindo a distorção excessiva dos elementos para uma representação mais consistente do estado deformado.

3.6 Interação Solo-Estrutura

A modelagem numérica de estacas requer a representação explícita da interação entre o solo e a estrutura, uma vez que a transferência de esforços normais e cisalhantes ao longo do fuste ocorre por meio da zona de contato solo–estrutura. Essa região influencia a mobilização da resistência lateral, no controle dos deslocamentos e na evolução dos mecanismos de plastificação no solo adjacente, governando a resposta global do sistema solo–estaca.

No Plaxis, essa interação é representada por meio de elementos de interface, que permitem a introdução de uma descontinuidade mecânica controlada entre o solo e o elemento estrutural. Esses elementos possibilitam a redução da resistência e da rigidez mobilizadas no contato, de forma a representar o comportamento observado em estacas, especialmente em solos argilosos, nos quais a ruptura tende a se desenvolver preferencialmente ao longo da interface solo–estrutura.

A resistência ao cisalhamento da interface é definida a partir do parâmetro adimensional de redução R_{inter} , que relaciona diretamente os parâmetros resistentes da interface aos parâmetros do solo adjacente, conforme as Equações (33) e (34):

$$\tan \varphi_{interface} = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{solo} \quad (33)$$

$$c_{interface} = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad (34)$$

Essas relações estabelecem que a resistência mobilizada na interface é proporcional à resistência do solo, porém reduzida em função das condições de contato, da rugosidade da superfície da estaca e do processo construtivo empregado. Dessa forma, o parâmetro R_{inter} atua como um fator global de calibração da interação solo–estrutura, influenciando a mobilização da resistência lateral e sobre os níveis de deslocamento da fundação.

Para a definição dos valores do parâmetro de interface R_{inter} , recorreu-se a diferentes referências da literatura técnica relacionadas à modelagem numérica da interação solo–estaca, nas quais são usualmente adotados valores entre 0,7 e 0,9. O manual do Plaxis recomendam esse intervalo como forma de representar a redução da resistência mobilizada na interface solo–estrutura em fundações profundas (Plaxis, 2014; Plaxis, 2023). Estudos sobre interação solo–estaca também demonstram que a resistência mobilizada ao longo do fuste é inferior à resistência do solo intacto, o que justifica a adoção de fatores redutores na definição da interface (Poulos & Davis, 1980; Randolph & Wroth, 1978). Em aplicações numéricas envolvendo estacas moldadas *in loco* em solos argilosos, valores próximos de $R_{inter} = 0,8$ são frequentemente adotados, sendo, então o valor adotado nas modelagens deste trabalho.

Além dos parâmetros de resistência, a rigidez da interface foi definida de forma dependente do nível de tensão normal efetiva atuante. A rigidez de referência da interface foi vinculada ao módulo edométrico de referência do solo, E_{oed}^{ref} , adotado a partir da calibração prévia do modelo HS. A variação da rigidez com o nível de confinamento foi controlada por meio de uma lei de potência, cujo expoente foi assumido igual ao parâmetro m do modelo HS correspondente a cada camada de solo. Assim, para as camadas em que $m = 0,5$, foi adotado UD-Power = 0,5, enquanto para a camada mais profunda, caracterizada por $m = 0,7$, foi adotado UD-Power = 0,7.

Dessa forma, a parametrização das interfaces considerou: coesão nula na interface ($c_{interface} = 0$), redução do ângulo de atrito segundo $R_{inter} = 0,8$, ângulo de dilatância nulo ($\psi_{interface} = 0^\circ$) e rigidez dependente da tensão normal, definida a partir de E_{oed}^{ref} e escalada segundo o expoente m do modelo HS.

Durante a etapa de modelagem, foram identificados comportamentos não representativos associados à presença de interfaces solo–estrutura em ambos os lados da estaca, particularmente na região oposta à direção de aplicação do carregamento lateral. Observou-se que a interface localizada no lado contrário à carga passou a dominar a resposta constitutiva do sistema independentemente do modelo constitutivo adotado, indicando se tratar de uma limitação associada à representação da interface no contato solo–estrutura na zona de compressão.

Diante do problema apresentado pela ISE, optou-se por remover a interface solo–estrutura do lado oposto à direção do carregamento, mantendo apenas a interface na região efetivamente mobilizada pelo esforço lateral, conforme ilustrado na (Figura 3.15).

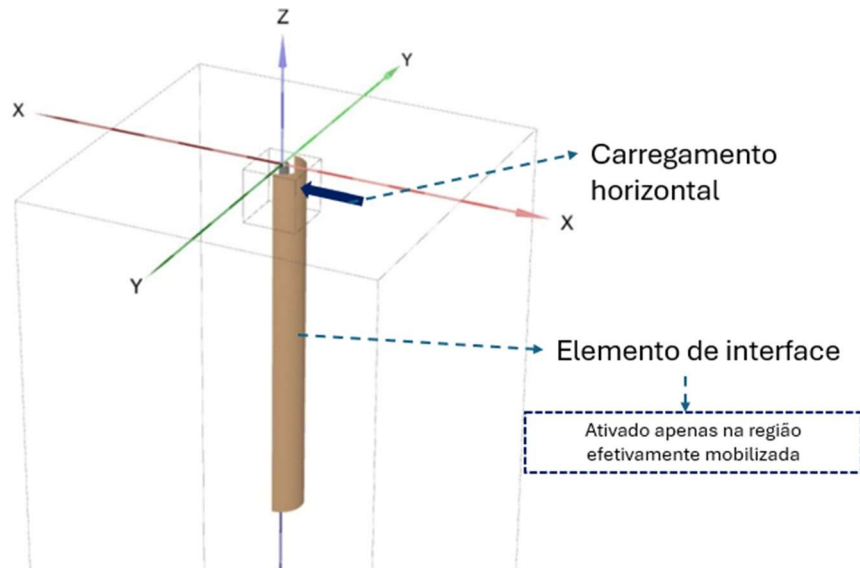


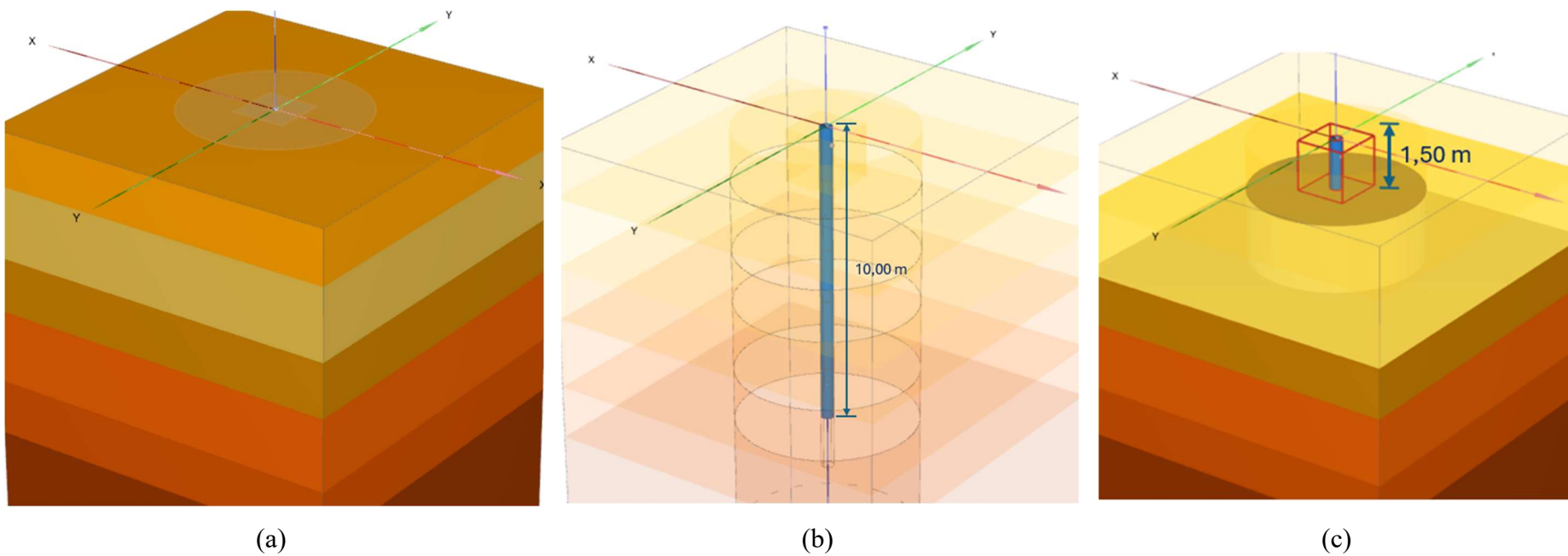
Figura 3.15 – Configuração adotada da interface

Após isso, observou-se que os resultados apresentaram uma resposta mais adequada, resultando em uma estabilidade numérica mais estável e em conformidade com o comportamento esperado de cada um dos modelos constitutivos.

3.7 Etapas de Carregamento e Descarregamento

Com o objetivo de simular o comportamento da estaca submetida a esforços cíclicos laterais, foram implementadas, no modelo numérico, etapas específicas de carregamento e descarregamento progressivo. A estratégia adotada baseia-se na metodologia proposta por Silva (2022), com referência à norma ASTM D3966, que trata de ensaios de carregamento lateral em estacas, conforme detalhado no item 3.2 deste trabalho.

Inicialmente, foram simuladas as fases construtivas correspondentes à instalação da estaca e à escavação do terreno até a profundidade de 1,5 m, conforme mostrado na Figura 3.16.



(a) (b) (c)
Figura 3.16- Estágios Iniciais de modelagem: (a) Condição Inicial; (b) Cravação da Estaca; (c) Escavação.

Em seguida, foram aplicados 10 ciclos de carregamento lateral na cabeça da estaca, com diferentes intensidades, distribuídas ao longo de 20 etapas de cálculo, considerando, para cada ciclo, uma fase de carregamento seguida de uma fase de descarregamento. A aplicação da carga horizontal foi posicionada a 1,0 m abaixo da superfície escavada, conforme ilustrado na Figura 3.17, de modo a representar numericamente a simulação de um ensaio de carga lateral cíclico em estaca, previsto para execução em campo experimental. A estaca modelada apresenta as mesmas dimensões geométricas da estaca utilizada no protótipo EOL-20, assegurando a compatibilidade entre o modelo numérico e a configuração física do ensaio.

A escolha do ponto de aplicação da carga a 1,0 m de profundidade está associada à necessidade de utilização da parede do poço como sistema de reação para o macaco hidráulico. Adicionalmente, a distância entre o ponto de aplicação do carregamento e o fundo do poço permite a geração de momento fletor significativo na porção superior da estaca, reproduzindo adequadamente o mecanismo de solicitação lateral observado em ensaios experimentais desse tipo.

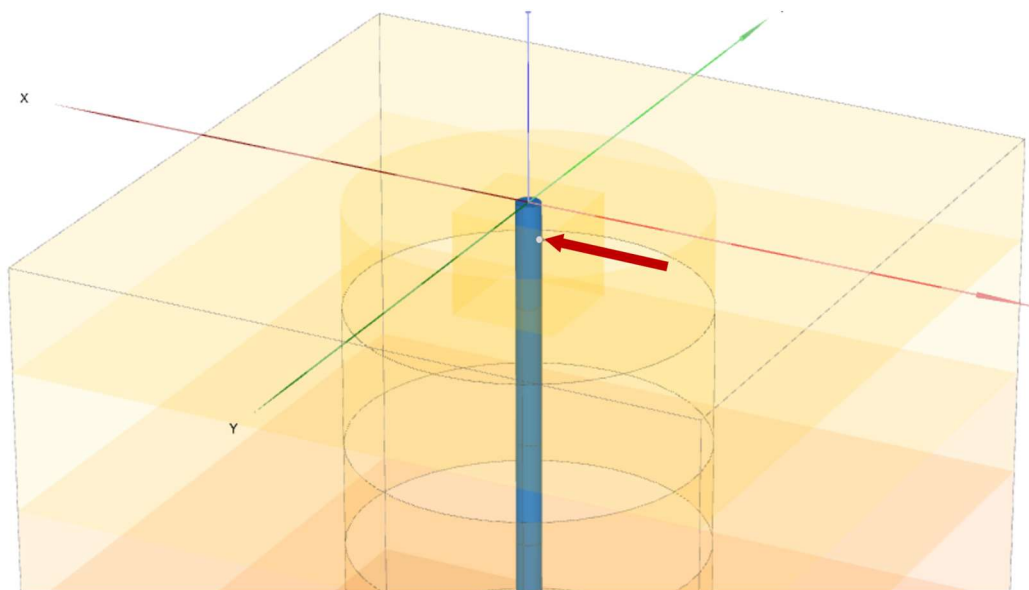


Figura 3.17 – Aplicação do Carregamento Lateral

A sequência de carregamentos está sintetizada na Tabela 3.8, onde são indicadas a porcentagem da carga de trabalho correspondente a cada fase e o valor absoluto da carga aplicada. Os primeiros ciclos (1 a 3) apresentam variações crescentes até 100% da carga de trabalho (36 kN), enquanto os ciclos subsequentes avançam para patamares superiores, atingindo 150%, 200% e

até 300% da carga de referência, o que corresponde a 108 kN na fase final. Desse modo, foi possível avaliar a resposta da fundação não apenas dentro do regime de serviço, mas também sob solicitações além do limite elástico, buscando identificar eventuais mecanismos de degradação ou plastificação progressiva.

Tabela 3.8 – Etapas de carregamento (Silva, 2025).

Fase	Descrição	Porcentagem da carga de trabalho	Carga horizontal aplicada
1	Inicial (K0)	-	-
2	Construção da Estaca	-	-
3	Escavação	-	-
4	Ciclo 01 – carregamento	25%	9 kN
5	Ciclo 01 – descarregamento	0%	0 kN
6	Ciclo 02 – carregamento	50%	18 kN
7	Ciclo 02 – descarregamento	0%	0 kN
8	Ciclo 03 – carregamento	100%	36 kN
9	Ciclo 03 – descarregamento	0%	0 kN
10	Ciclo 04 – carregamento	100%	36 kN
11	Ciclo 04 – descarregamento	0%	0 kN
12	Ciclo 05 – carregamento	100%	36 kN
13	Ciclo 05 – descarregamento	0%	0 kN
14	Ciclo 06 – carregamento	100%	36 kN
15	Ciclo 06 – descarregamento	0%	0 kN
16	Ciclo 07 – carregamento	100%	36 kN
17	Ciclo 07 – descarregamento	0%	0 kN
18	Ciclo 08 – carregamento	150%	54 kN
19	Ciclo 08 – descarregamento	0%	0 kN
20	Ciclo 09 – carregamento	200%	72 kN
21	Ciclo 09 – descarregamento	0%	0 kN
22	Ciclo 10 – carregamento	300%	108 kN
23	Ciclo 10 – descarregamento	0%	0 kN

A adoção de múltiplos ciclos de carregamento, seguidos de fases de descarregamento até zero, visa representar de forma mais próxima as condições reais de carregamento cíclico que uma fundação desse tipo pode estar sujeita, como ocorre em estruturas de aerogeradores e torres de transmissão.

4 RESULTADOS

Este item apresenta os resultados obtidos neste trabalho a partir das simulações numéricas realizadas com os modelos constitutivos a serem comparados, com a finalidade de compreender a influência das formulações constitutivas durante o carregamento cíclico lateral.

4.1 Efeitos do Carregamento Cíclico

Para compreender a ideia central deste estudo de avaliar a influência do modelo constitutivo na resposta de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais, no contexto de fundações de aerogeradores, foi realizada uma análise comparativa entre diferentes modelos constitutivos, sendo eles: Elástico-Perfeitamente Plástico (EPP), Cam-Clay Modificado (MCC), Hardening Soil (HS), Soft Soil (SS), S-CLAY1 (SC1) e Barcelona Basic Model (BBM).

A escolha desse conjunto de modelos permitiu investigar como a influência de modelos elastoplásticos (desde os de base empírica até os mais avançados) prevê os deslocamentos, a mobilização da resistência lateral e a evolução dos mecanismos de deformação sob ações cíclicas. Ressalta-se que, embora o modelo SS apresente formulação distinta, seu comportamento global guarda similaridades com o MCC, especialmente no que se refere à compressibilidade e à representação de solos normalmente adensados, justificando sua inclusão na análise comparativa.

O modelo BBM, por sua vez, incorpora explicitamente os efeitos da sucção matricial e do estado não saturado do solo, o que confere a influência das condições hidráulicas na resposta mecânica. Em função dessa particularidade, e para evitar a sobreposição de efeitos distintos na interpretação dos resultados, os comportamentos associados ao BBM serão discutidos separadamente, no item 4.4, dedicado exclusivamente à análise dos efeitos da sucção. Assim, no presente item, a discussão concentra-se no desempenho dos demais modelos constitutivos frente aos carregamentos cíclicos laterais aplicados à estaca.

Para entender a aplicação dos carregamentos cíclicos laterais adotados na avaliação do desempenho dos diferentes modelos constitutivos, a Figura 4.1 ilustra o procedimento de carregamento implementado na modelagem. A carga foi aplicada como uma força horizontal a 1 m do topo da estaca, variando ciclicamente como indicado na Tabela 4.6, a Figura 5.1 ilustra o comportamento típico apresentado pelas estacas durante a aplicação das forças.

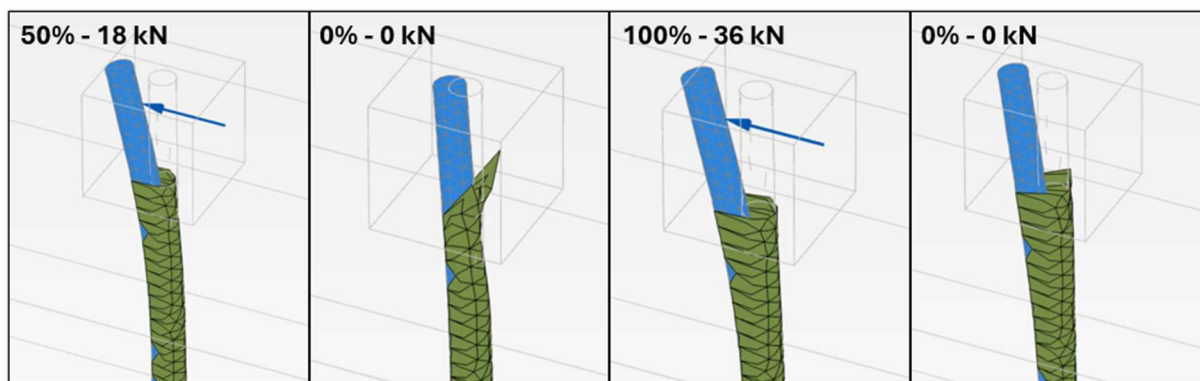


Figura 4.1 – Simulação do carregamento cíclico lateral aplicado no topo da estaca, com níveis de carga de 50% (18 kN), 0%, 100% (36 kN) e 0% da carga de referência.

A partir desse enquadramento, procede-se à análise comparativa do comportamento dos diferentes modelos constitutivos. No modelo EPP, conforme ilustrado pela Figura 4.2, os deslocamentos horizontais concentram-se predominantemente na região próxima ao topo da estaca, com valores máximos da ordem de 14 a 15 mm junto à interface bloco-estaca. No entanto, observa-se que os contornos de deslocamento mais elevados permanecem restritos a uma faixa relativamente estreita, com rápida atenuação ao longo da profundidade. De modo geral, os deslocamentos superiores a aproximadamente 5 mm ficam limitados à porção mais superficial do maciço, enquanto nas camadas mais profundas predominam valores inferiores a 2–3 mm. Para este modelo, entende-se que a resposta apresentada é esperada dada a sua natureza elástico–perfeitamente plástica que não incorpora mecanismos de degradação progressiva da rigidez nem dependência da rigidez com o nível de tensões. Como consequência, a propagação das deformações ao longo da profundidade é limitada, resultando em um campo de deslocamentos mais localizado.

O modelo HS (Figura 4.3), por sua vez, os deslocamentos máximos nas proximidades do topo da estaca. Porém, para uma mesma faixa de deslocamentos, especialmente entre 5 e 10 mm, a zona mobilizada é mais ampla, tanto lateralmente quanto em profundidade. Observa-se que os contornos intermediários se propagam de forma mais contínua ao redor do fuste, alcançando uma região substancialmente maior nos estratos superiores quando comparada ao modelo EPP. Assim, embora ambos os modelos apresentem picos semelhantes de deslocamento, o modelo HS se diferencia por reproduzir uma resposta mais distribuída e compatível com a degradação não linear da rigidez, resultando em um campo de deslocamentos menos localizado.

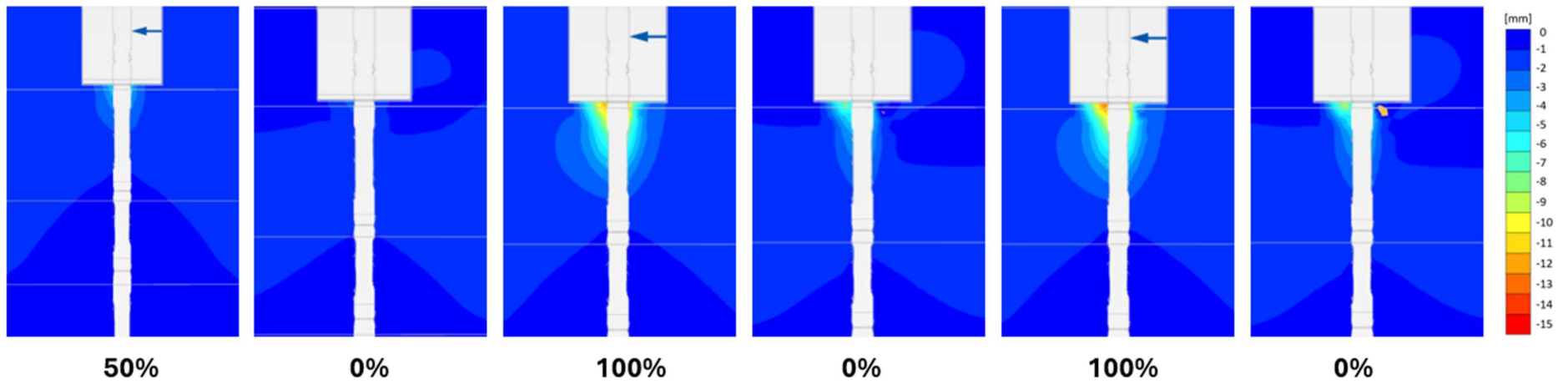


Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo EPP

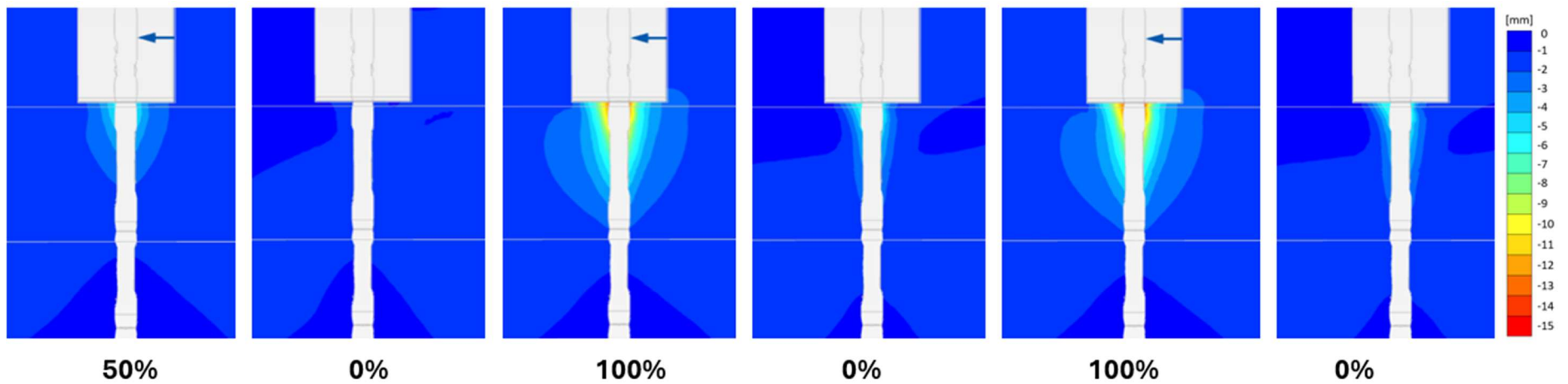


Figura 4.3 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo HS

Em contraste com o comportamento previsto pelo EPP e o HS, os modelos fundamentados na mecânica do estado crítico, a exemplo do MCC e do SS, adotam uma formulação distinta para a representação da plastificação do solo, considerando a evolução do estado tensional e da compressibilidade volumétrica. A seguir, discute-se como essas abordagens influenciam a resposta do solo sob carregamentos cíclicos laterais, comparada com a mesma magnitude de deslocamentos, entre 0 e 15 mm.

Nesse sentido, a Figura 4.4 e a Figura 4.5 apresentam os contornos de deslocamentos laterais obtidos, respectivamente, com os modelos SS e MCC, sob as mesmas condições de carregamento. De modo geral, observa-se que ambos os modelos conduzem a respostas muito semelhantes, tanto em termos do padrão de distribuição dos deslocamentos quanto da forma de propagação das deformações ao longo do fuste da estaca e no solo adjacente.

Em ambos os casos, os deslocamentos máximos (na ordem de 15 mm) concentram-se na região próxima ao topo da estaca, com redução progressiva em profundidade. A zona deformada no solo apresenta geometria e extensão comparáveis, o que mostra que os dois modelos reproduzem de maneira similar a redistribuição de tensões e a evolução da plastificação.

Contudo, apesar da similaridade global do comportamento, o modelo MCC tende a prever valores ligeiramente superiores de deslocamentos laterais quando comparado ao SS. Em termos qualitativo-quantitativos, embora os deslocamentos máximos junto ao topo da estaca permaneçam praticamente no mesmo intervalo, o MCC mobiliza um volume de solo ligeiramente maior nas faixas de deslocamento entre aproximadamente 3 e 8 mm.

Uma diferença conceitual relevante entre os dois modelos reside no critério de ruptura adotado. No modelo MCC, o mecanismo de plastificação e ruptura é governado pela linha de estado crítico, cuja inclinação depende exclusivamente do ângulo de atrito efetivo do solo. Em contrapartida, no modelo SS, a resistência ao cisalhamento é limitada pelo critério de Mohr–Coulomb, que considera tanto o ângulo de atrito quanto a coesão. Como consequência, o modelo MCC tende a mobilizar níveis mais elevados de deformação plástica antes da estabilização do estado crítico, resultando em maiores deslocamentos laterais previstos. Ainda assim, as diferenças observadas concentram-se predominantemente na magnitude dos deslocamentos, uma vez que o padrão de deformação e o mecanismo global de resposta do sistema solo–estaca permanecem essencialmente equivalentes em ambos os modelos.

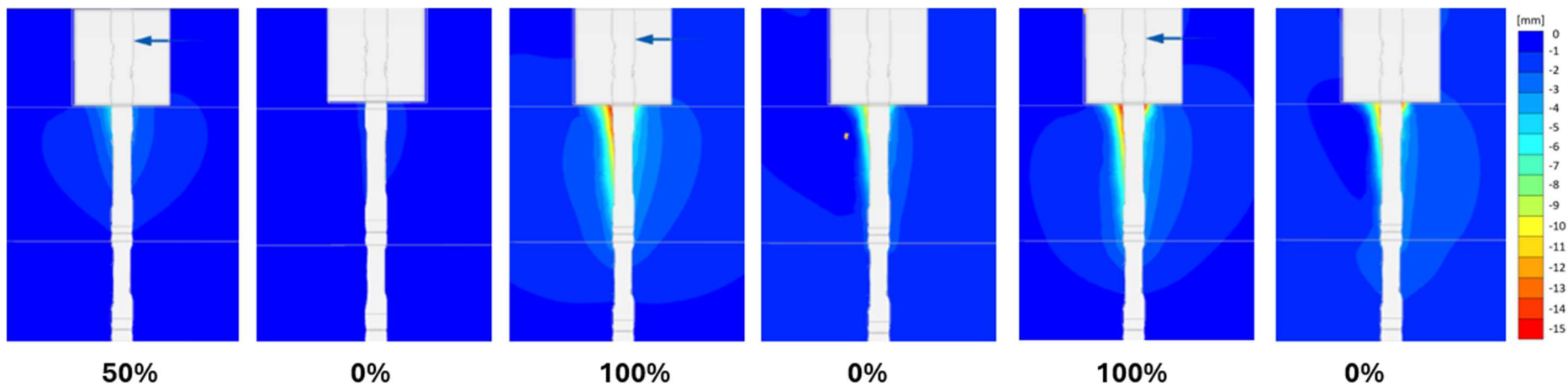


Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo SS

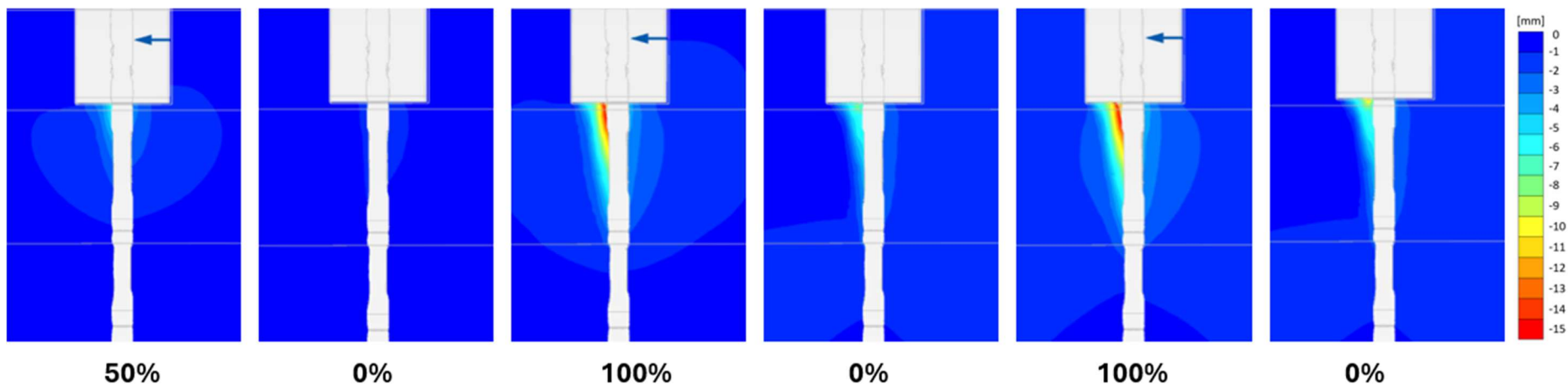


Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais por ciclo de carregamento para o modelo MCC

A partir do que foi exposto até então, foi realizada uma análise dos deslocamentos horizontais no topo da estaca sob carregamento cíclico para cada modelo constitutivo. Os resultados são apresentados na Figura 4.6, na qual se relaciona o fator de carga aplicado (R_F) — sendo 100% correspondente à carga de serviço — com os deslocamentos horizontais medidos no topo da estaca (δ_x), considerando os níveis de carregamento associados ao Estado Limite de Serviço (ELS), para avaliar as diferenças entre os modelos na rigidez inicial, na taxa de acumulação de deslocamentos e na sensibilidade de cada modelo à aplicação repetitiva das cargas laterais.

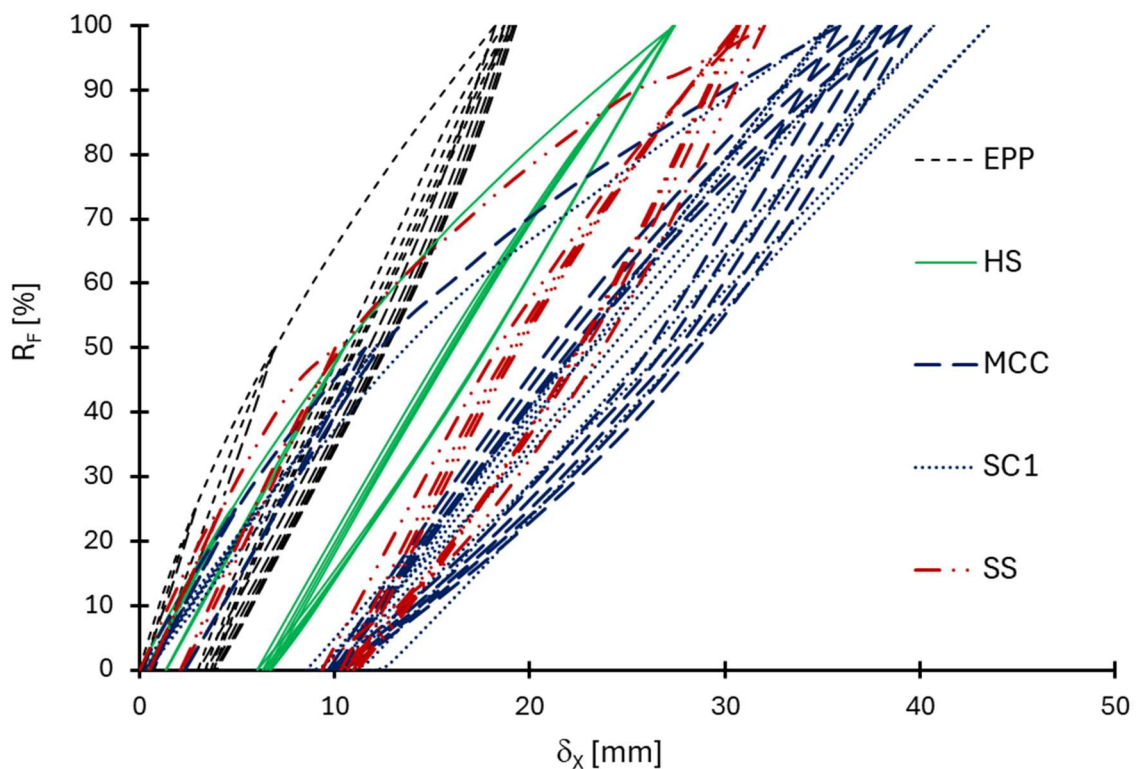


Figura 4.6 – Curvas de força relativa (R_F) em função do deslocamento horizontal (δ_x) sob carregamento cíclico associadas ao ELS.

O gráfico apresentado mostra as principais diferenças de comportamento na resposta dos modelos constitutivos sob carregamento cíclico lateral para o ELS, principalmente no que se refere ao acúmulo de deformações horizontais no topo da estaca. Observa-se que, à medida que se avança para modelos constitutivos mais robustos e com maior capacidade de representação dos mecanismos irreversíveis do solo, ocorre um aumento progressivo da deformação acumulada ao longo dos ciclos. Em termos de magnitude, o modelo EPP é o que apresenta os menores deslocamentos horizontais no topo da estaca, com valores máximos concentrados

aproximadamente entre 15 e 18 mm ao final dos ciclos analisados, além de menor abertura entre as curvas de carregamento e descarregamento.

O modelo HS, embora represente de forma mais realista a não linearidade da rigidez durante o carregamento, apresenta comportamento predominantemente elástico durante o descarregamento, o que resulta em menor acúmulo de deformações residuais quando comparado aos modelos baseados no estado crítico. Ainda assim, os deslocamentos no topo da estaca previstos por esse modelo já se mostram superiores aos do EPP, atingindo valores da ordem de 28 a 30 mm para níveis de força próximos de 100%, evidenciando sua resposta menos rígida.

Em contraste, os modelos fundamentados na mecânica do estado crítico, como o MCC, o SS e o SC1, exibem trajetórias força–deslocamento mais abertas, com inclinações mais pronunciadas, indicando acúmulo progressivo de deformações plásticas ao longo dos ciclos. Dentre eles, o modelo SC1 é o que tende a alcançar os maiores deslocamentos horizontais no topo da estaca, com valores que se aproximam de 40 a 45 mm nas últimas trajetórias do carregamento, seguido pelo MCC, que apresenta deslocamentos máximos em torno de 35 a 39 mm, e pelo SS, com valores intermediários geralmente situados entre 28 e 32 mm. Essa diferença indica que os modelos baseados no estado crítico, especialmente o SC1 e o MCC, são mais sensíveis ao acúmulo de deformações irreversíveis ao longo dos ciclos, levando a maiores deformabilidades do que aquelas previstas pelos modelos EPP e HS.

O comportamento do SC1 pode ser visualizado no gráfico apresentando forte similaridade com o MCC, embora com diferenças sutis associadas à sua formulação baseada na estruturação, sendo ambos mais adequados para representar o comportamento do solo sob carregamentos cíclicos laterais, por capturarem de forma mais consistente os mecanismos de plastificação incremental. Destaca-se, contudo, que os efeitos específicos da estruturação do solo, introduzidos pelo modelo SC1, serão discutidos em maior detalhe no Item 4.3.

4.2 Estado Limite Último (ELU)

Objetivando avaliar a capacidade de carga da estaca, a análise foi estendida ao Estado Limite Último (ELU), considerando níveis extremos de carregamento cíclico correspondentes a 150% e 200%. A Figura 4.7 apresenta a relação carga–deslocamento no topo da estaca para os níveis

de carregamento de até 200% para avaliar a resposta do sistema solo–estaca sob condições severas de sollicitação lateral.

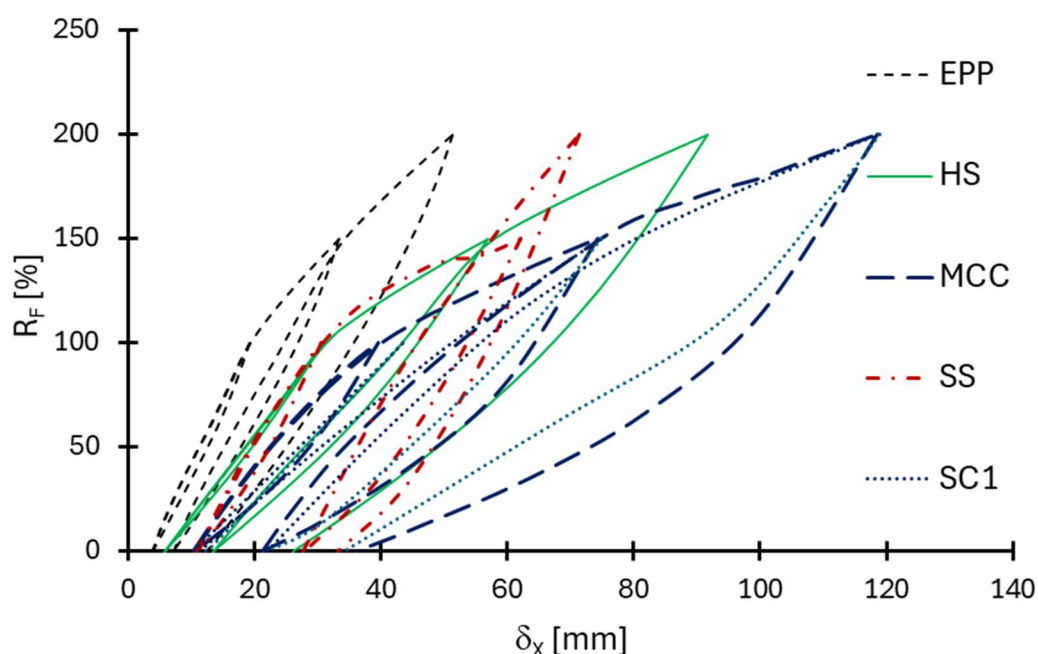


Figura 4.7 – Curvas de força relativa (R_F) em função do deslocamento horizontal (δ_x) sob carregamento cíclico associadas ao ELU.

Observa-se que, no ELU, os deslocamentos horizontais no topo da estaca aumentam de forma acentuada a cada ciclo de carregamento, indicando acúmulo significativo de deformações permanentes, associado à intensificação da plastificação do solo e à degradação progressiva da rigidez do sistema solo–estaca. À medida que os níveis de carregamento atingem 150% e 200% da carga de serviço, as curvas força–deslocamento tornam-se mais abertas devido a mobilização da resistência lateral e perda de capacidade de recuperação elástica após o descarregamento.

Em termos de magnitude, observa-se que os deslocamentos máximos no topo da estaca passam a atingir valores muito superiores aos verificados no ELS, alcançando aproximadamente 50 mm no modelo EPP, cerca de 90 mm no HS, em torno de 75 mm no SS e valores da ordem de 115 a 120 mm nos modelos MCC e SC1, os quais apresentam as respostas mais deformáveis entre os modelos avaliados.

Comparativamente, observa-se que o modelo HS representa de forma mais realista a resposta da estaca quando comparado ao modelo EPP, uma vez que incorpora mecanismos de endurecimento por cisalhamento e volumétrico, ausentes na formulação elástico–perfeitamente plástica do EPP. Enquanto o EPP mantém uma resposta mais rígida e concentrada em menores deslocamentos, o HS já permite maior mobilização de deformações laterais no topo da estaca,

com abertura mais expressiva dos ciclos e maior deslocamento residual acumulado. Já os modelos baseados na mecânica do estado crítico apresentam maior capacidade de reproduzir a evolução da plastificação em regime próximo à ruptura, detalhando ainda mais as condições extremas de carregamento cíclico lateral.

Dentre esses modelos, o MCC e o SC1 são os que conduzem aos maiores deslocamentos horizontais no topo da estaca, atingindo aproximadamente 120 mm ao final dos ciclos, o que evidencia maior sensibilidade à plastificação. O modelo SS, embora também apresente curvas mais abertas, permanece em um nível intermediário, com deslocamentos máximos inferiores aos observados para o MCC e o SC1.

De modo geral, observa-se que, no ELU, os modelos constitutivos mais sofisticados tendem a prever maior deformabilidade do sistema solo–estaca, especialmente sob carregamentos cíclicos de maior intensidade. Ainda, observou-se que a capacidade de carga lateral da estaca pode ser melhor representada quando são adotados modelos constitutivos capazes de capturar a não linearidade da rigidez, a plastificação progressiva e o acúmulo de deformações irreversíveis induzidas por carregamentos cíclicos.

4.3 Efeitos da Estruturação

Para analisar os efeitos da estruturação na fundação, parte-se do entendimento de que ela corresponde à organização das partículas do solo e às ligações interpartículas desenvolvidas ao longo do tempo. A presença dessa estrutura confere ao solo um comportamento caracterizado, em geral, por maiores níveis de rigidez e resistência. Além disso, esses solos tendem a apresentar trajetórias tensão–deformação distintas durante o carregamento, sobretudo nos estágios iniciais de sollicitação, nos quais a influência da estrutura é mais pronunciada (Burland, 1990; Leroueil et al., 1979).

Nesse contexto, o modelo SC1 destaca-se por incorporar os efeitos da estruturação e da desestruturação progressiva dentro de uma estrutura elastoplástica baseada na mecânica do estado crítico. Embora o modelo também seja capaz de representar anisotropia e, em extensões posteriores, efeitos viscosos (*creep*), este trabalho concentrou-se exclusivamente na análise da estruturação, uma vez que os demais mecanismos não foram objeto de investigação.

No SC1, a estruturação é introduzida por meio de uma variável interna escalar, usualmente representada por χ_0 , que atua como um multiplicador do tamanho da superfície de referência do solo estruturado. resistência e rigidez conferidas como uma medida do “excesso” de resistência e rigidez conferido pela estrutura natural do solo em relação ao seu estado intrínseco (reconstituído). Quando $\chi_0 = 0$, o comportamento do material coincide com o de um solo não estruturado, e valores iniciais elevados de χ_0 indicam solos altamente estruturados (Karstunen et al., 2005). Os valores de χ_0 adotados, baseado na calibração do modelo com ensaios triaxiais existentes, está detalhado no item 3.4.5.

À medida em que o solo é submetido a carregamentos, ocorre a destruição progressiva dessa estrutura, processo conhecido como desestruturação. No SC1, a desestruturação é governada por uma lei de evolução que relaciona a redução de χ tanto às deformações volumétricas plásticas quanto às deformações desviatórias plásticas, reconhecendo que diferentes modos de carregamento podem contribuir de forma distinta para a perda de estrutura (Gens & Nova, 1993; Karstunen et al., 2005).

Como primeira etapa das simulações numéricas, buscou-se compreender o comportamento dos deslocamentos laterais da fundação quando submetida a carregamentos cíclicos progressivos. A Figura 4.8 apresenta a relação entre o deslocamento horizontal δ_x e o fator de carga R_F , permitindo avaliar a resposta acumulativa do sistema ao longo dos ciclos de carregamento.

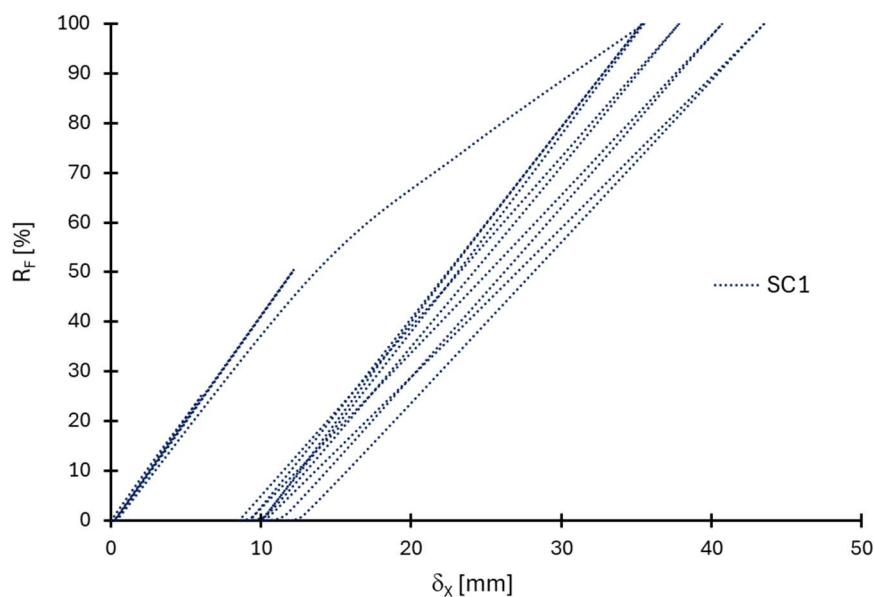


Figura 4.8 – Deslocamentos cíclicos para o modelo SC1 em ELS

Observa-se que, nos estágios iniciais de solitação, o comportamento é caracterizado por uma resposta relativamente mais rígida, com incrementos de deslocamento reduzidos para baixos níveis de R_F . No primeiro trecho da curva, para valores de R_F de até aproximadamente 50%, os deslocamentos horizontais no topo da estaca permanecem limitados a cerca de 12 a 14 mm, explicado pela presença da estrutura inicial do solo, representada no modelo pelo valor da variável de estruturação χ_0 . À medida que os ciclos avançam e os níveis de solitação aumentam, verifica-se uma intensificação dos deslocamentos horizontais, refletindo a atuação progressiva do processo de desestruturação.

Ressalta-se que o parâmetro χ_0 inicialmente representa exclusivamente o nível inicial de estruturação do solo, sendo mantido constante como dado de entrada. A redução progressiva da estrutura não é imposta diretamente, mas governada internamente pelo modelo a partir do acúmulo de deformações plásticas ao longo do carregamento (Gens & Nova, 1993; Wheeler et al., 2003; Karstunen et al., 2005). Dessa forma, os efeitos observados no gráfico mostram a degradação gradual da estrutura do solo, sob carregamentos cíclicos, resultando em aumento progressivo dos deslocamentos laterais.

Posteriormente, o espalhamento das curvas no gráfico indica que, para níveis semelhantes de carregamento, os deslocamentos acumulados tendem a crescer de forma não linear, especialmente nos ciclos mais avançados. Observa-se, por exemplo, que para níveis elevados de solitação, próximos de $R_F = 100\%$, os deslocamentos no topo da estaca passam a variar aproximadamente entre 35 e 45 mm. O comportamento observado é compatível com a lei de evolução do SC1, na qual a redução gradual de χ_0 , associada ao acúmulo de deformações plásticas. Assim, os resultados mostram que a estruturação tem influência no controle da resposta inicial da fundação, enquanto a sua degradação ao longo dos carregamentos cíclicos governa a evolução dos deslocamentos laterais.

A Figura 4.9 apresenta a comparação entre as respostas obtidas com o MCC e o SC1, em termos da relação entre o deslocamento horizontal δ_x e o fator de carga R_F , objetivando avaliar de forma direta a influência da estruturação, uma vez que o MCC representa o comportamento intrínseco do solo, enquanto o SC1 incorpora explicitamente os mecanismos de estruturação e desestruturação.

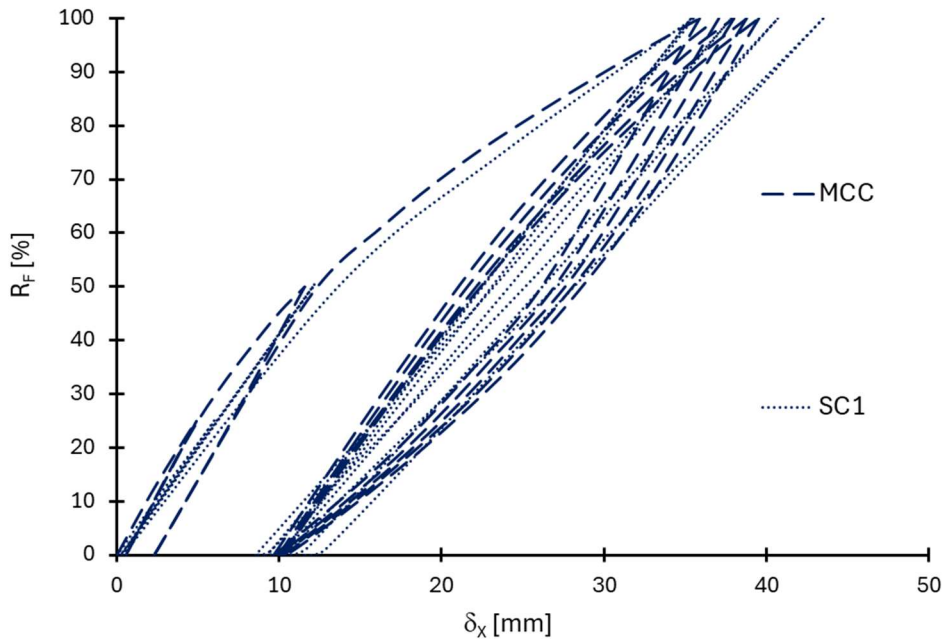


Figura 4.9 – Comparativo dos ciclos de deslocamentos para MCC e SC1

De modo geral, observa-se que o SC1 apresenta uma resposta inicial mais rígida, com menores deslocamentos laterais para níveis equivalentes de carregamento, o que pode ser explicado pela presença da estrutura inicial do solo. Nos ciclos iniciais, para valores de R_F próximos de 50%, o SC1 apresenta deslocamentos no topo da estaca da ordem de 10 a 12 mm, enquanto o MCC já atinge valores ligeiramente superiores, em torno de 12 a 15 mm. Logo, o MCC tende a prever maiores deslocamentos desde os primeiros ciclos devido à ausência da representação da estrutura natural do solo.

À medida que o carregamento progride e os ciclos se acumulam, nota-se uma aproximação gradual entre as respostas dos dois modelos, indicando a atuação progressiva do processo de desestruturação no SC1, na qual a perda de estrutura ocorre a partir do desenvolvimento de deformações plásticas, conduzindo o solo a uma resposta cada vez mais próxima de seu estado intrínseco, representado pelo MCC. Observa-se que, para níveis elevados de solicitação, próximos de $R_F = 100\%$, ambos os modelos passam a apresentar deslocamentos no topo da estaca em uma faixa semelhante, aproximadamente entre 35 e 42 mm, embora o MCC ainda tenda a ocupar a porção superior desse intervalo.

Essa diferença torna-se ainda mais evidente ao se analisar as repetições dos ciclos com $R_F = 100\%$. No caso do MCC, os ciclos de carregamento e descarregamento apresentam trajetórias mais curvilíneas, indicando uma resposta fortemente não linear e resultando em maiores

deslocamentos laterais acumulados ao longo dos ciclos. Já o SC1 apresenta trajetórias mais próximas da linearidade, além de menores deslocamentos acumulados para os mesmos níveis de solicitação. Embora ocorra acúmulo progressivo de deformações plásticas, esse processo se dá de forma mais gradual e controlada, refletindo a capacidade do modelo de representar simultaneamente a rigidez inicial do solo estruturado e sua degradação progressiva.

A comparação mostra que o SC1 fornece uma boa representação do comportamento de solos submetidos a carregamentos cíclicos, ao representar tanto a resposta inicial mais rígida quanto a evolução associada à desestruturação.

Para entender o comportamento em ELU, a Figura 4.10 apresenta a resposta da fundação no considerando níveis de carregamento progressivamente elevados, alcançando até 200% do fator de carga.

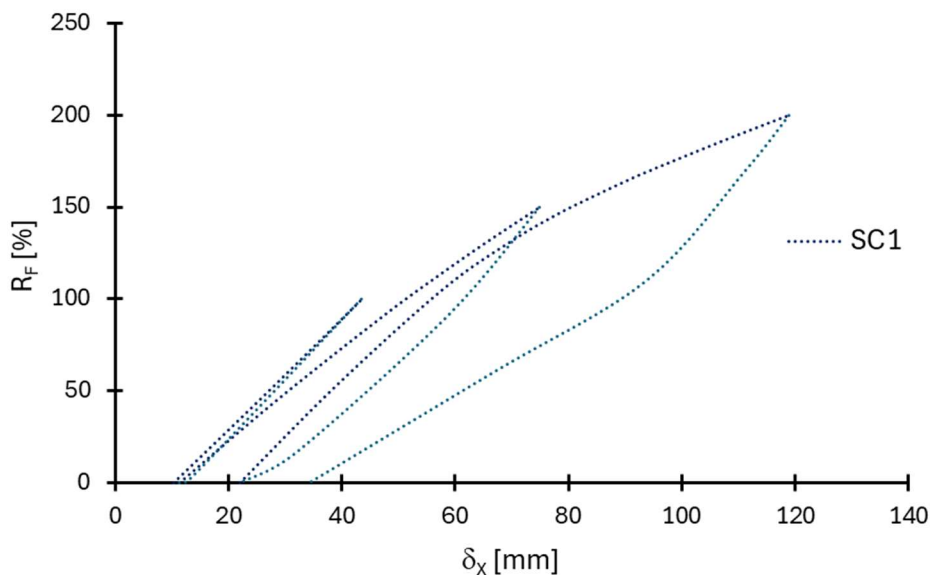


Figura 4.10 – Deslocamentos cíclicos para o modelo SC1 em ELU

Observa-se que, até $R_F = 100\%$, a resposta do sistema mantém um crescimento controlado dos deslocamentos laterais, refletindo ainda a influência residual da estrutura do solo e a capacidade do SC1 de sustentar parte da rigidez inicial. A partir desse ponto, com o avanço do carregamento para níveis superiores, verifica-se um aumento dos deslocamentos horizontais, indicando a intensificação do regime plástico e a degradação da estrutura do solo.

Para níveis de carregamento entre 150% e 200%, a relação entre R_F e δ_x passa a apresentar inclinação mais pronunciada, evidenciando que incrementos adicionais de carga resultam em deslocamentos proporcionalmente maiores, caracterizando a proximidade do ELU.

Ainda assim, mesmo sob carregamentos extremos, o modelo não apresenta instabilidades numéricas abruptas, mas sim uma transição progressiva para grandes deformações, compatível com a representação física da ruptura em solos estruturados, o que permite identificar não apenas a carga última, mas também a evolução gradual da deformabilidade da fundação até a condição de ruptura.

Para corroborar os resultados apresentados nos gráficos de deslocamento, as Figura 4.11 e Figura 4.12 ilustram a distribuição dos deslocamentos horizontais no solo para os carregamentos considerados nos Estados Limite de Serviço (ELS) e Último (ELU), respectivamente.

Em relação ao ELS, observa-se que os maiores deslocamentos horizontais permanecem concentrados na região superior do fuste, com valores máximos próximos de 14 a 15 mm nas etapas de carregamento de 100%. Para o nível de 50%, os deslocamentos são menores, com predominância de faixas inferiores a aproximadamente 5 mm. Após o descarregamento, nota-se a permanência de deformações residuais, ainda que com magnitudes reduzidas, mostrando que parte da deformação acumulada ao longo dos ciclos não é recuperada elasticamente.

Referente ao ELU, a distribuição dos deslocamentos horizontais mostra um avanço mais pronunciado da zona plastificada e da região mobilizada no entorno da estaca. Para os carregamentos de 150% e, sobretudo, de 200%, os deslocamentos máximos também ultrapassam a faixa próxima de 15 mm na região crítica junto ao topo da estaca, com expansão significativa dos contornos intermediários e baixos ao longo da profundidade. Observa-se que a zona com deslocamentos entre aproximadamente 6 e 10 mm se torna substancialmente mais extensa, tanto lateralmente quanto verticalmente, indicando maior volume de solo mobilizado e perda progressiva de rigidez do sistema solo–estaca. Após o descarregamento dessas etapas, permanecem deformações residuais mais expressivas do que aquelas observadas no ELS, confirmando o caráter irreversível da resposta do solo sob níveis mais elevados de solicitação cíclica.

De modo geral, as figuras mostram que, à medida que o carregamento evolui do ELS para o ELU, ocorre não apenas aumento da magnitude dos deslocamentos horizontais, mas também expansão da zona de influência no maciço, especialmente nos estratos superiores. Esse comportamento é coerente com os resultados dos gráficos força–deslocamento, nos quais se observou acúmulo progressivo de deformações laterais no topo da estaca e maior abertura dos ciclos para níveis mais elevados de carregamento.

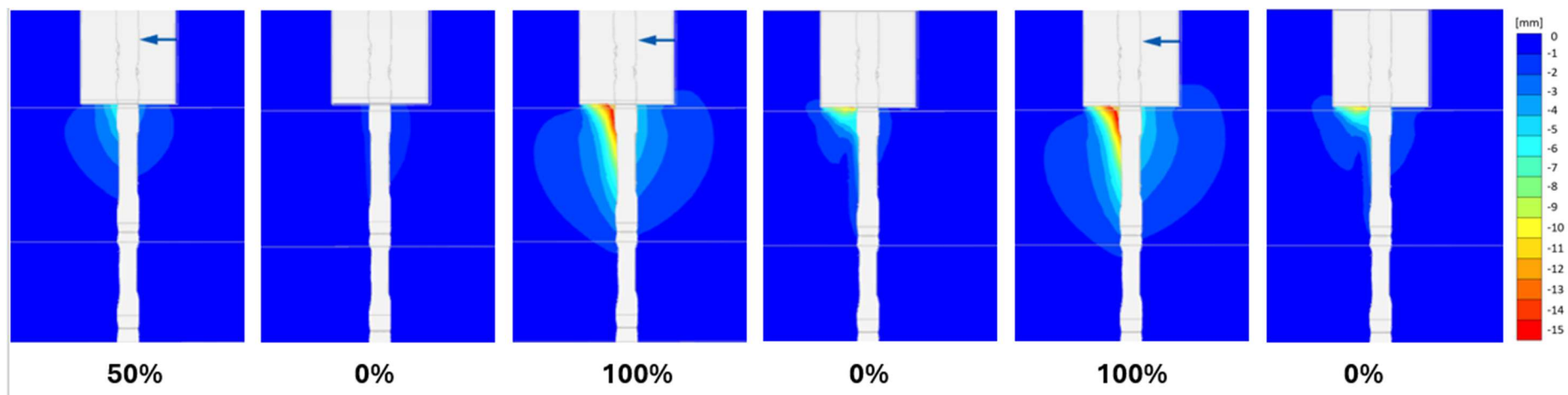


Figura 4.11 – Distribuição dos deslocamentos horizontais na fundação em seção transversal para diferentes níveis de carregamento cíclico em ELS ($R_F = 0\%$, 50% e 100%)

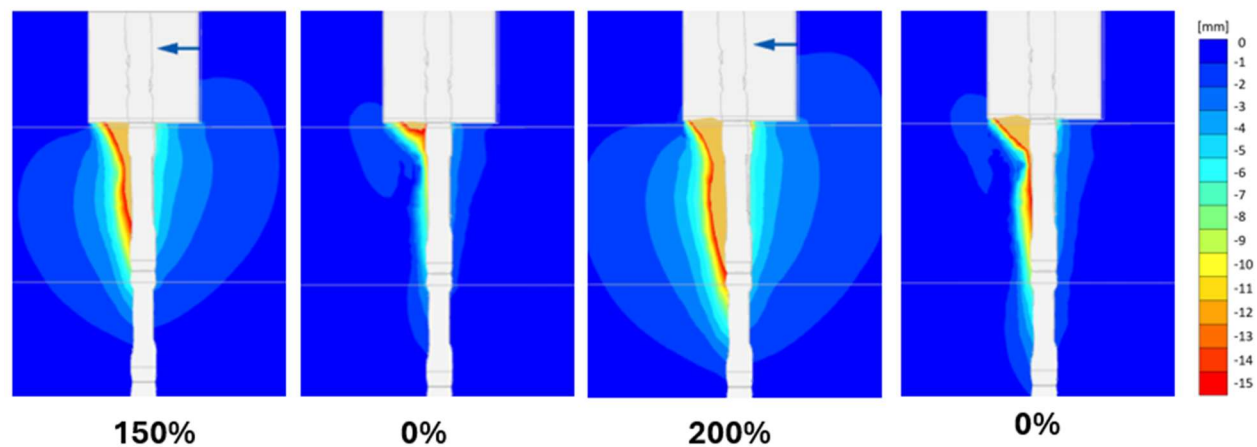


Figura 4.12 – Distribuição dos deslocamentos horizontais na fundação em seção transversal para diferentes níveis de carregamento cíclico em ELU ($R_F = 150\%$ e 200%)

Para avaliação conforme a rigidez relativa, de acordo com a classificação apresentada por Milititsky (2019), foi feita uma análise das forças estruturais no elemento da estaca, em que foram avaliados o momento fletor (Figura 4.13) e as forças cortantes (Figura 4.14) no estágio correspondente a 100% (ELS) do carregamento. Para essa análise, optou-se por utilizar apenas os resultados obtidos com o modelo SC1, por se tratar do modelo que apresentou resposta mais compatível com o comportamento esperado do solo estudado, sobretudo em razão da consideração dos efeitos de estruturação e de sua degradação progressiva ao longo do carregamento.

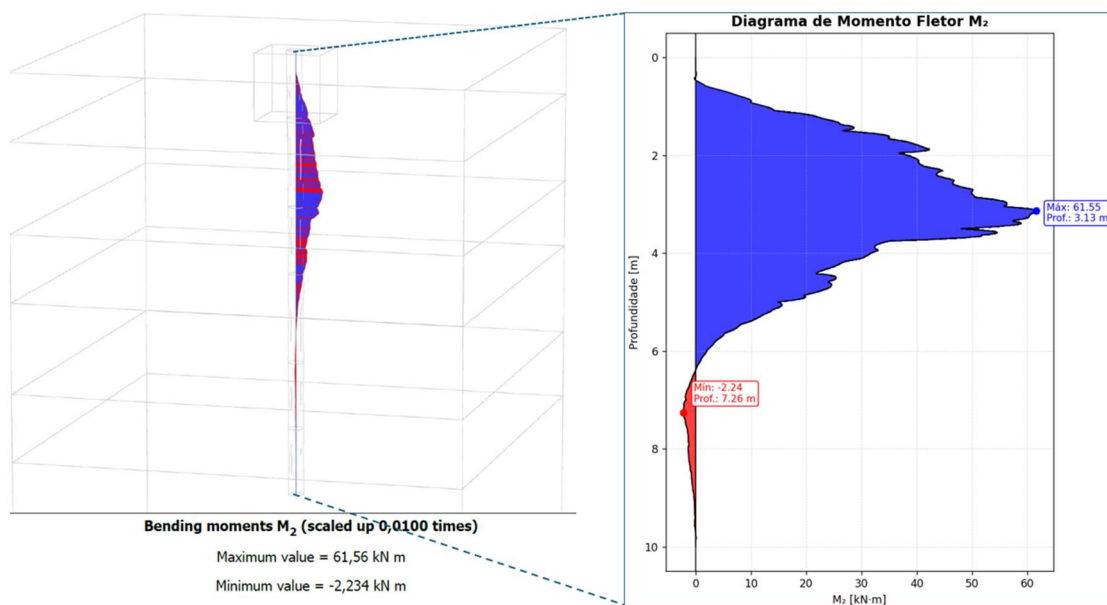


Figura 4.13 – Diagrama de Momento Fletor na estaca para o ELS ($R_F = 100\%$)

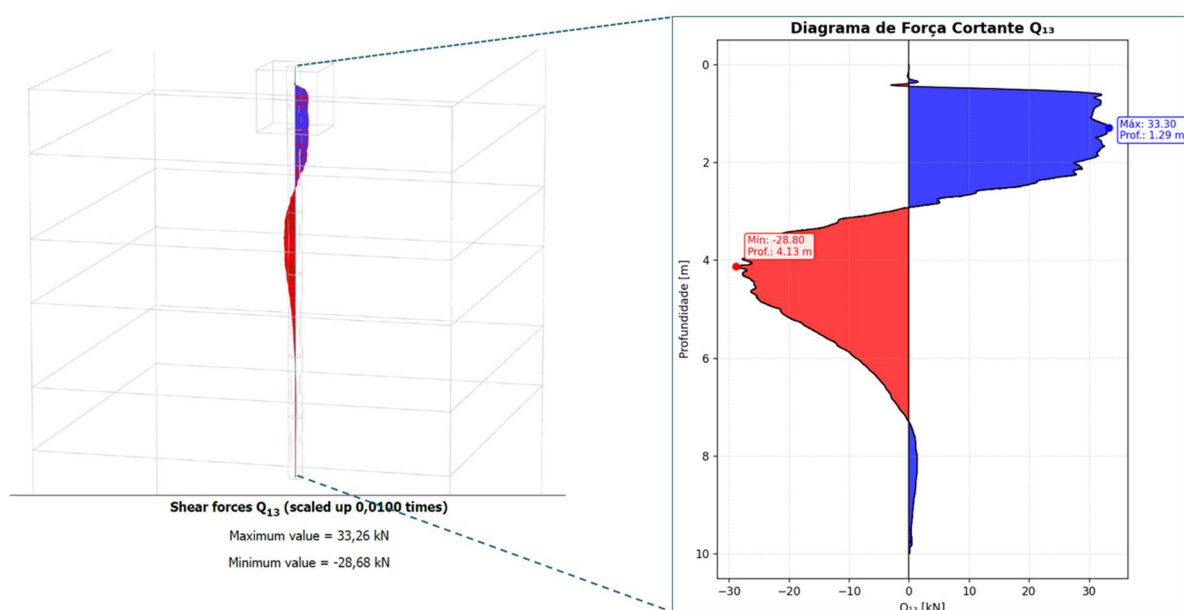


Figura 4.14 – Diagrama de Força Cortante na estaca para o ELS ($R_F = 100\%$)

A partir da distribuição dos esforços internos ao longo do fuste, observa-se que, no ELS, a resposta da estaca é caracterizada pela mobilização predominante de flexão na porção superior, com redução progressiva dos esforços em profundidade.

O diagrama de momento fletor M_2 indica concentração dos maiores valores nos trechos superiores da estaca, atingindo valor máximo da ordem de 61,56 kN·m e valor mínimo de aproximadamente -2,23 kN·m, o que evidencia que a sollicitação é governada predominantemente por um único sentido de flexão no plano principal de carregamento.

De forma complementar, o diagrama de esforço cortante Q_{13} mostra mobilização mais significativa ao longo da porção superior e intermediária do fuste, com valor máximo de cerca de 33,26 kN e valor mínimo de aproximadamente -28,68 kN, indicando redistribuição das reações laterais do solo ao longo da profundidade. O de esforços apresentado, relacionado com a esbeltez da estaca, representada pela relação $L/D = 28$, mostra que a sollicitação lateral é absorvida predominantemente pela deflexão do eixo da estaca e pela interação solo–estaca distribuída ao longo do comprimento embutido, e não por um comportamento de corpo rígido. Dessa forma, com base na classificação proposta por Milititsky (2019), conclui-se que a fundação analisada apresenta comportamento mais compatível com o de uma estaca flexível sob carregamento lateral.

Complementarmente, para avaliar a plastificação associada aos padrões de deslocamento observados, a Figura 4.15 apresenta a evolução espacial dos pontos de plastificação na fundação. Nos estágios iniciais de carregamento ($R_F = 0\%$ e 50%), a resposta do solo é dominada por mecanismos de endurecimento e compressão volumétrica, com plastificação ainda restrita. Com o aumento do carregamento, especialmente a partir de $R_F = 100\%$, observa-se uma ampliação progressiva das zonas plastificadas, indicando a mobilização da resistência do solo e a degradação gradual da estrutura inicial prevista pelo modelo.

Para níveis de carregamento mais elevados ($R_F = 150\%$ e 200%), destaca-se a ocorrência e a intensificação dos *tension cut-off points* ao lado da estaca, conforme destacado na figura, que estão associados à mobilização do critério de ruptura por tração, resultante da redistribuição das tensões sob carregamento lateral intenso. A concentração dessas ocorrências nas regiões adjacentes à estaca indica a formação de zonas localizadas de alívio de confinamento e perda de resistência à tração, típico de sollicitações extremas e compatível com a aproximação do sistema ao ELU.

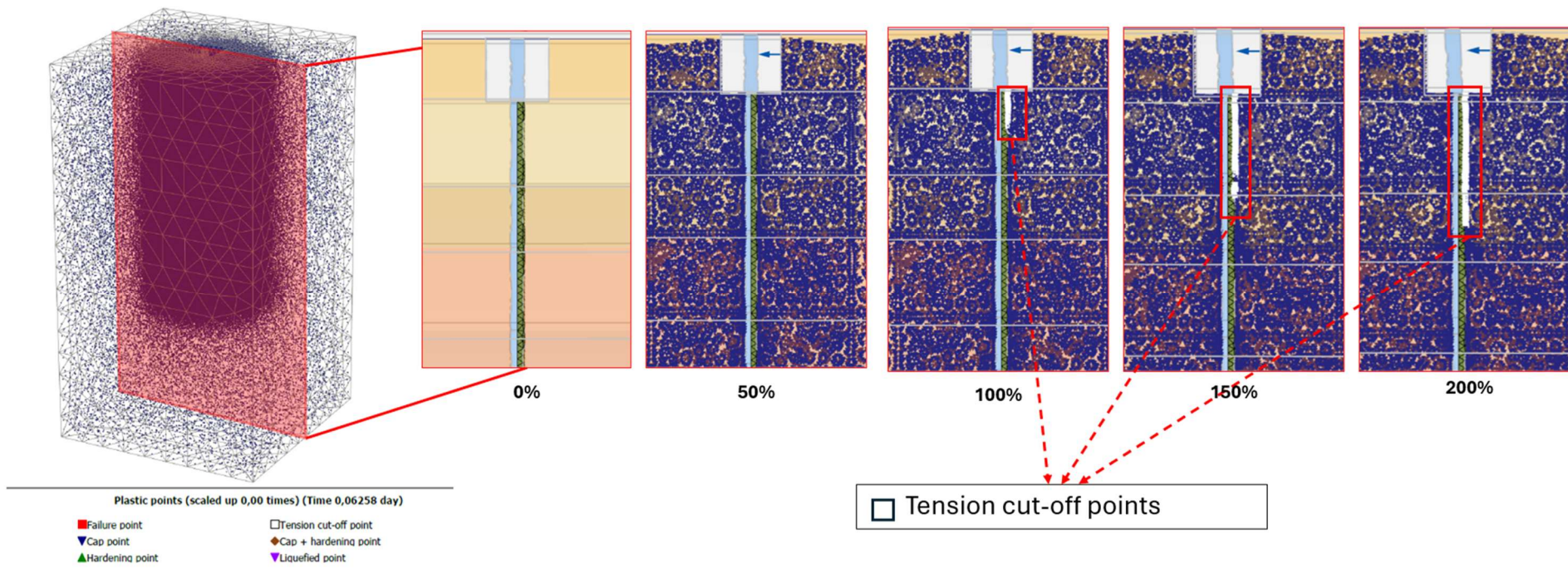


Figura 4.15 – Evolução espacial dos pontos de plastificação na fundação modelada com SC1 para diferentes níveis de carregamento cíclico ($R_F = 0\%, 50\%, 100\%, 150\%$ e 200%)

4.4 Efeitos da Sucção

Para entender como se comporta o solo de fundação das estacas sob o efeito da sucção, foram realizadas simulações numéricas utilizando o modelo BBM, com foco na resposta da fundação submetida a carregamentos laterais cíclicos. Conforme previamente descrito, os parâmetros do BBM foram aplicados apenas nas três primeiras camadas do perfil de solo, mantendo-se o MCC nas camadas subjacentes, de modo a concentrar a análise nos efeitos da não saturação nas regiões mais próximas à superfície, conforme apresenta a Figura 4.16. A escolha das camadas para aplicação da variação da saturação se dá sobre a influência dos carregamentos horizontais no solo adjacente. De acordo com o que foi apresentado na Figura 4.5, para o modelo MCC, o solo responde principalmente nas 2 primeiras camadas, tendo pouca influência inclusive na terceira camada. Portanto a avaliação da sucção será realizada apenas no trecho de interesse.

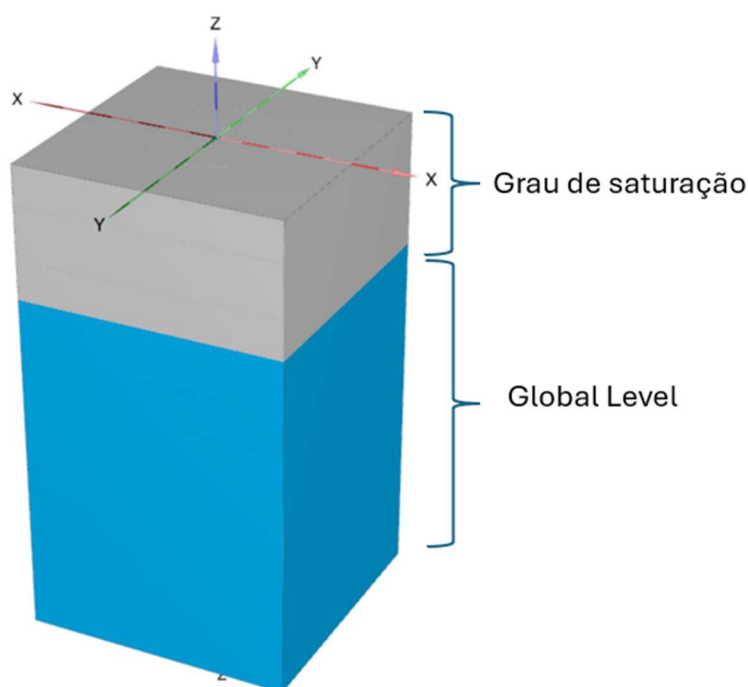


Figura 4.16 – Modelagem das condições de fluxo (grau de saturação) para as 3 primeiras camadas do perfil.

Nesse contexto, foram considerados três diferentes graus de saturação, correspondentes a 70%, 80% e 90%, com o objetivo de avaliar a influência da sucção matricial na rigidez e na mobilização da resistência lateral do sistema solo-estaca.

O gráfico a seguir (Figura 4.17) relaciona a força lateral normalizada, R_F (%), com o deslocamento horizontal da estaca (δ_x) para as três condições analisadas.

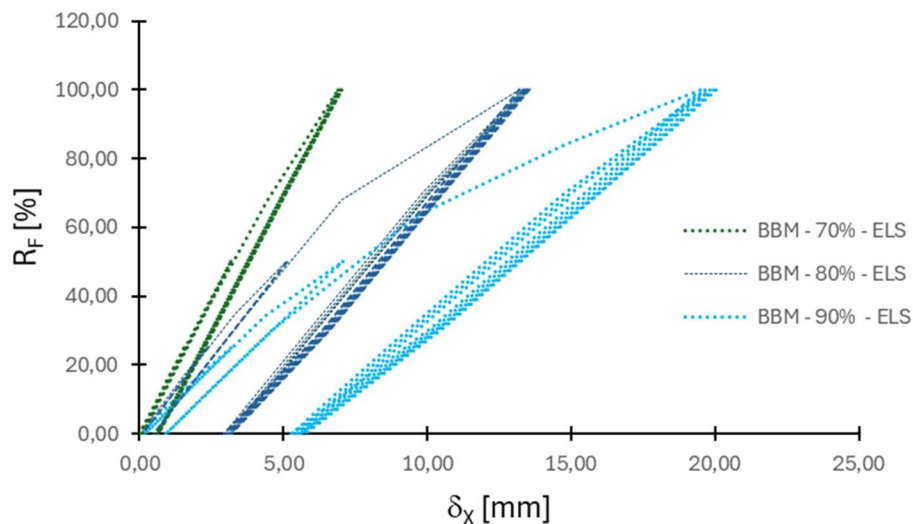


Figura 4.17 – Deslocamentos por ciclos nas estacas em diferentes graus de saturação

Observa-se que a condição com grau de saturação de 70% (linha verde) apresenta a resposta mais rígida, com mobilização da resistência lateral para deslocamentos significativamente menores. Para $R_F = 100\%$, os deslocamentos totais no topo da estaca permanecem da ordem de 6,5 a 7,0 mm, enquanto os deslocamentos permanentes após o descarregamento são bastante reduzidos, próximos de 1 mm, evidenciando a maior contribuição da sucção matricial no aumento da tensão média efetiva generalizada e no retardamento da plastificação do solo nas camadas superficiais.

Para o grau de saturação de 80% (linha azul escura), verifica-se um comportamento intermediário, com redução da rigidez em relação ao caso de 70%. Nessa condição, os deslocamentos totais para $R_F = 100\%$ aumentam para aproximadamente 13 a 14 mm, enquanto os deslocamentos permanentes passam para uma faixa em torno de 3 a 4 mm, indicando uma diminuição gradual da influência da sucção, associada ao aumento do grau de saturação. Nota-se, portanto, que o sistema solo–estaca já apresenta maior deformabilidade e menor capacidade de recuperação elástica após o descarregamento.

Já a condição de 90% de saturação (linha azul clara) apresenta o comportamento mais deformável, caracterizado por deslocamentos horizontais significativamente superiores para um mesmo nível de carregamento. Para $R_F = 100\%$, os deslocamentos totais atingem aproximadamente 20 mm, ao passo que os deslocamentos permanentes situam-se em torno de 5,5 a 6,0 mm, indicando redução mais acentuada da rigidez e da resistência, atrelada à

diminuição da sucção matricial e à aproximação do estado tensional do solo ao regime quase saturado.

Para reforçar a tendência observada de que o aumento do grau de saturação conduz a incrementos tanto na deformação total quanto na deformação permanente, as Figura 4.18 e a Figura 4.19 apresentam, de forma complementar, a resposta deformacional da estaca prevista pelo modelo BBM. A Figura 4.18 à medida que a saturação se eleva, ocorre aumento sistemático dos deslocamentos residuais após o descarregamento, passando de valores próximos de 1 mm, para 70% de saturação, para cerca de 3 a 4 mm, em 80%, e alcançando aproximadamente 6 mm, em 90%, indicando a intensificação dos mecanismos de deformação irreversível associados ao amolecimento progressivo do material e à ativação de processos de colapso estrutural decorrentes da redução da sucção.

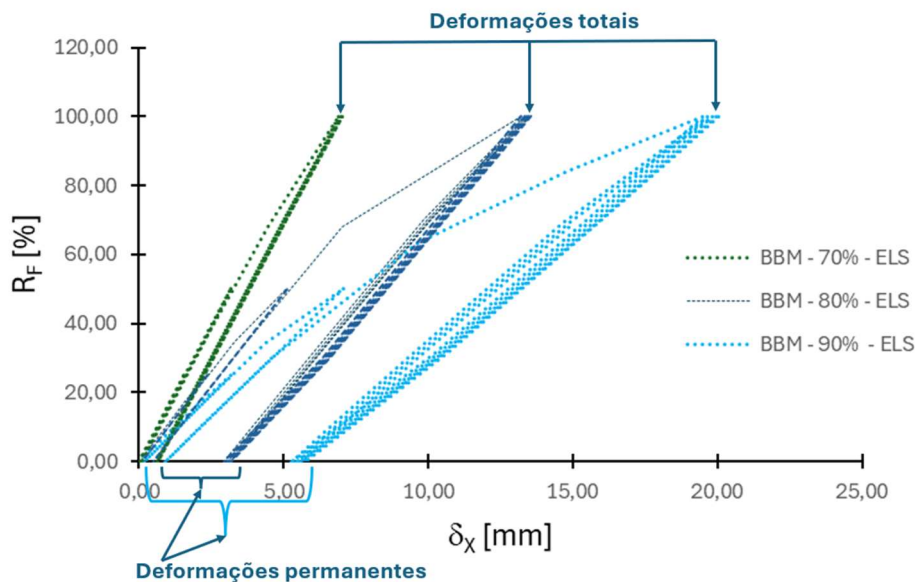


Figura 4.18 – Efeitos da saturação nas deformações totais e permanentes

Por sua vez, a Figura 4.19 sintetiza esse comportamento mostrando que maiores níveis de saturação resultam em um afastamento mais pronunciado entre essas condições, tanto em termos de deformação total quanto permanente. Observa-se ainda que o crescimento mais acentuado da deformação total reflete a perda de rigidez global do solo e a intensificação da resposta não linear sob carregamento cíclico.

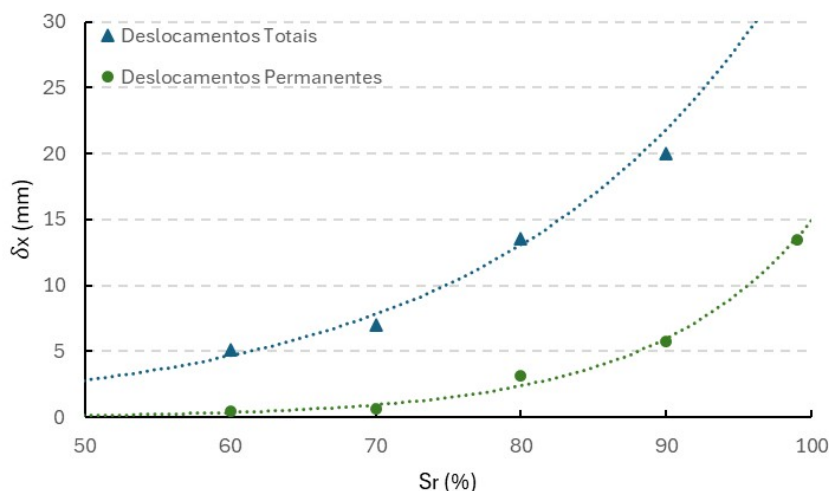


Figura 4.19 – Evolução dos deslocamentos horizontais totais e permanentes em função do grau de saturação do solo

De forma complementar, foi realizada uma análise da condição quase saturada, correspondente a 99% de grau de saturação no ELS, conforme apresentado na Figura 4.20. Nessa situação, observa-se que a resposta obtida com o modelo BBM (linha roxa) se assemelha àquela prevista pelo modelo MCC (linha azul escura tracejada), uma vez que a sucção se torna praticamente nula. Em termos de magnitude, nota-se que ambas as curvas passam a apresentar deslocamentos muito próximos ao longo dos ciclos, com valores máximos no topo da estaca da ordem de 37 a 40 mm para $R_F = 100\%$, além de deslocamentos permanentes também bastante semelhantes, concentrados aproximadamente na faixa entre 10 e 13 mm após os descarregamentos. Como consequência, a contribuição da sucção para o aumento da tensão média efetiva generalizada torna-se mínima, fazendo com que o BBM reproduza um comportamento mecânico muito próximo ao de um solo saturado.

A proximidade entre as curvas, tanto em termos de rigidez inicial quanto na evolução dos deslocamentos laterais, mostra a convergência natural do BBM para o comportamento do MCC à medida que o grau de saturação se aproxima de 100%. Observa-se, inclusive, que as diferenças entre os dois modelos se tornam discretas quando comparadas às diferenças verificadas para os graus de saturação de 70%, 80% e 90%, para os quais o BBM ainda apresenta resposta fortemente influenciada pela sucção matricial. Assim, a condição de 99% representa uma situação limite em que os efeitos da não saturação praticamente deixam de governar a resposta do sistema.

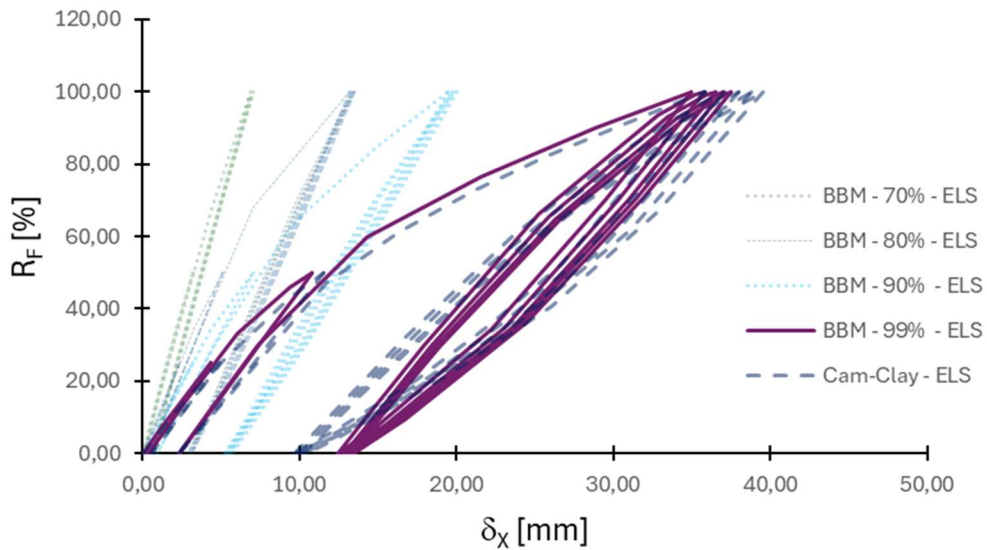


Figura 4.20 – Deslocamentos por ciclos para condição quase saturada

No estado limite último (ELU), foram avaliados os efeitos da sucção na capacidade de carga lateral da estaca quando submetida a níveis extremos de carregamento, correspondentes a 150%, 200% e 300% da força lateral de referência. A análise considerou os mesmos graus de saturação mencionados anteriormente para comparar os efeitos da sucção na resposta última do sistema solo-estaca. A Figura 4.21 apresenta o gráfico relacionando a força lateral normalizada, R_F (%) em valores extremos com o deslocamento horizontal da estaca (δ_x) para as três condições analisadas.

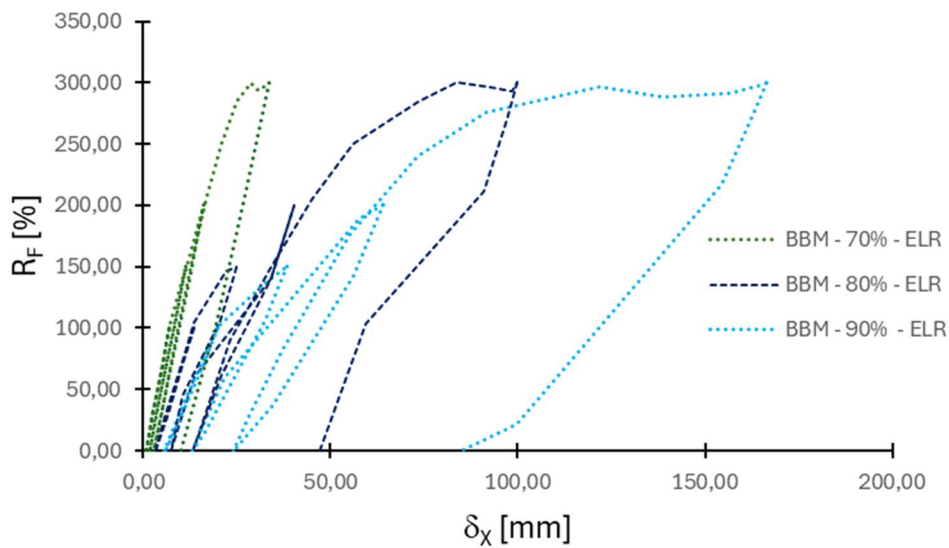


Figura 4.21 – Deslocamentos por ciclos nas estacas em diferentes graus de saturação para ELU

Os resultados mostraram que, no ELU, a presença de sucção aumenta a resistência mobilizada, além de reduzir os deslocamentos horizontais necessários para atingir elevados níveis de solicitação. A condição com grau de saturação de 70% apresenta o comportamento mais favorável, atingindo os níveis de carregamento extremo com deslocamentos relativamente reduzidos. Observa-se que, para essa condição, o sistema alcança $R_F = 300\%$ com deslocamentos da ordem de 30 a 35 mm, mostrando como a sucção atua no incremento da resistência e no deslocamento da superfície de plastificação do solo.

Para o grau de saturação de 80%, observa-se uma redução progressiva da capacidade resistente no ELU, acompanhada por um aumento dos deslocamentos laterais necessários para mobilizar os mesmos níveis de carga. Ainda que a estaca atinja os patamares de 150%, 200% e 300%, a resposta passa a ocorrer para deslocamentos mais elevados, situados aproximadamente entre 40 e 100 mm, indicando maior desenvolvimento de deformações plásticas e refletindo a diminuição do efeito resistente associado à sucção.

Já na condição de 90% de saturação, o comportamento no estado limite de ruptura torna-se significativamente mais deformável. Já na condição de 90% de saturação, o comportamento no estado limite de ruptura torna-se significativamente mais deformável. Os níveis extremos de carregamento são atingidos apenas para deslocamentos horizontais muito elevados, atingindo valores próximos de 170 mm para $R_F = 300\%$. Mesmo para níveis intermediários de solicitação, como 150% e 200%, os deslocamentos já se mostram substancialmente superiores aos observados nas condições de 70% e 80% de saturação. Isso indica que, em estados próximos à saturação, a contribuição da sucção matricial para o aumento da capacidade de carga lateral é limitada. Nessas condições, a resposta do sistema aproxima-se do comportamento típico de solos saturados, com menor rigidez e maior acúmulo de deformações no ELU.

De forma geral, os resultados demonstram que a sucção influencia diretamente na capacidade de carga lateral da estaca no ELU, especialmente sob carregamentos extremos, sendo clara a diferença de comportamento do BBM em comparação a outros modelos constitutivos submetidos a carregamentos extremos, devido a ação da sucção. Logo, fica claro que a redução do grau de saturação contribui para o aumento da resistência mobilizada e para a contenção dos deslocamentos tanto no ELS quanto no ELU, enquanto o aumento da saturação compromete o desempenho resistente do sistema solo-estaca, principalmente sob carregamentos extremos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas a partir do desenvolvimento deste trabalho, cujo foco foi a avaliação da influência dos modelos constitutivos do solo na resposta de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais, bem como recomendações para a continuidade das pesquisas nesse tema.

5.1 Conclusões

A análise do comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos laterais requer uma representação adequada dos mecanismos constitutivos do solo, uma vez que a resposta do sistema depende da forma como são descritas a rigidez, a plastificação e a degradação progressiva do material. Nesse contexto, este trabalho evidenciou que a influência dos modelos constitutivos é determinante para a avaliação dos deslocamentos acumulados, da mobilização da resistência lateral e da evolução das zonas plastificadas, afetando diretamente a interpretação dos estados limites de serviço (ELS) e de serviço (ELU)

As modelagens numéricas realizadas por meio do Método dos Elementos Finitos permitiram analisar a resposta tensão–deformação do sistema solo–estrutura sob carregamento cíclico. Observou-se que, independentemente do modelo adotado, a interação solo–estrutura governou a resposta global do sistema, controlando a redistribuição de tensões ao longo da estaca, a taxa de mobilização da resistência lateral e a extensão das zonas plastificadas no solo adjacente. Dessa forma, a representação da ISE mostrou-se tão relevante quanto a própria escolha do modelo constitutivo, sendo responsável por diferenças significativas nos padrões de deslocamento e plastificação observados.

De maneira geral, os resultados indicaram que o carregamento cíclico lateral promove a acumulação progressiva de deslocamentos horizontais, acompanhada da ampliação das regiões plastificadas no solo, sobretudo nas proximidades da estaca e no sentido de aplicação da carga. A intensidade e a distribuição espacial dessa plastificação variaram em função do modelo constitutivo adotado, mostrando que modelos distintos conduzem a interpretações diferentes do avanço do sistema em direção ao ELU.

Além disso, a análise das forças estruturais ao longo da profundidade da estaca, especialmente dos diagramas de momento fletor e esforço cortante, indicou que o elemento apresenta comportamento compatível com uma estaca flexível, conforme a classificação em função da

rigidez relativa discutida por Milititsky (2019). A distribuição dos esforços internos ao longo do fuste, com mobilização significativa de flexão e cortante em diferentes profundidades, mostra que a resposta da fundação não pode ser associada a um comportamento rígido com predomínio exclusivo da resistência de ponta, mas sim a um mecanismo em que a deformação do elemento e a interação com o solo adjacente assumem papel central na resposta global do sistema.

No que se refere à comparação entre os modelos constitutivos, verificou-se que o Cam-Clay Modificado (MCC) e o Soft Soil (SS) apresentaram respostas globais semelhantes em termos de padrão de deformação e mecanismo de resposta. No entanto, o modelo MCC tendeu a prever deslocamentos ligeiramente superiores, o que está associado à sua formulação baseada na linha de estado crítico, cuja ruptura depende exclusivamente do ângulo de atrito efetivo. Em contraste, no modelo SS, a resistência é limitada pelo critério de Mohr–Coulomb, que incorpora adicionalmente a coesão, restringindo a mobilização de deformações plásticas.

O modelo Hardening Soil representou um avanço em relação às formulações mais simplificadas, como o Mohr-Coulomb, ao permitir uma descrição mais realista da rigidez inicial e do endurecimento do solo, bem como a identificação de zonas plastificadas sob carregamento cíclico. Ainda assim, sua capacidade de representar processos acumulativos mais complexos mostrou-se limitada quando comparada a modelos que incorporam mecanismos adicionais, especialmente em situações em que a degradação progressiva do comportamento do solo exerce influência relevante.

A aplicação do modelo S-Clay1 mostrou a importância da estruturação do solo na resposta da estaca sob carregamentos cíclicos laterais. Observou-se uma maior rigidez nos estágios iniciais e padrões diferenciados de evolução da plastificação, associados à degradação gradual da estrutura do solo ao longo dos ciclos. Assim, entende-se que a consideração da estruturação é fundamental para uma melhor avaliação do comportamento em ELS e para a compreensão da transição do sistema em direção ao ELU.

Por sua vez, o uso do Barcelona Basic Model (BBM) permitiu incorporar os efeitos da sucção e do grau de saturação na análise, evidenciando sua influência tanto na rigidez inicial quanto na evolução das deformações ao longo dos ciclos. Observou-se que o aumento do grau de saturação resulta em incrementos significativos da deformação total e da deformação

permanente, indicando intensificação dos mecanismos de amolecimento e colapso estrutural do solo à medida que a sucção matricial é reduzida.

De forma integrada, os resultados obtidos indicam que a estruturação e a sucção são mecanismos centrais no controle do comportamento do solo analisado, governando tanto sua rigidez inicial quanto a evolução das deformações e da plastificação sob carregamentos cíclicos laterais. Nesse sentido, modelos que consideram apenas um desses aspectos tendem a representar de forma parcial a resposta do material. Assim, para a simulação mais realista de solos tropicais não saturados e estruturados, mostra-se ideal a adoção de modelos constitutivos capazes de englobar simultaneamente os efeitos da estrutura e da sucção, de modo a representar com maior consistência os mecanismos físicos que governam a resposta do sistema solo–estaca.

Por fim, os resultados mostram que a resposta do sistema solo–estrutura sob carregamentos cíclicos laterais é governada pela combinação entre o modelo constitutivo adotado e a forma de representação da interação solo–estrutura. Assim, a escolha do modelo constitutivo deve ser realizada de maneira criteriosa, considerando os mecanismos físicos que se deseja representar, enquanto a definição adequada da ISE é indispensável para garantir coerência física aos resultados numéricos.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Com base nos resultados obtidos e nas limitações inerentes ao escopo deste trabalho, recomenda-se para estudos futuros:

- o aprofundamento da investigação da interação solo–estrutura em análises cíclicas, avaliando diferentes estratégias de modelagem e parâmetros de interface;
- a realização de análises acopladas hidráulico-mecânicas, visando uma representação mais realista da evolução da sucção ao longo dos ciclos de carregamento;
- a ampliação da calibração dos modelos constitutivos, especialmente daqueles que incorporam estruturação e não saturação, a partir de ensaios laboratoriais específicos;
- a execução de ensaios triaxiais cíclicos e de carregamento lateral em estacas instrumentadas, com vistas à validação experimental dos padrões de plastificação e deslocamentos acumulados;

- a avaliação sistemática da influência do número de ciclos e da amplitude das cargas na resposta em ELS e ELU;
- e a extensão das análises para diferentes condições de campo, considerando a variabilidade espacial dos parâmetros do solo.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abadie, C.N., Byrne, B.W. & Houlsby, G.T. (2018). Rigid pile response to cyclic lateral loading: laboratory tests. *Géotechnique*, 69(10): 1-41.
- Achmus, M et.al. (2009). Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. *Computers and Geotechnics*, v. 36, n. 5, p. 725–735, 2009. DOI: 10.1016/j.compgeo.2008.12.003
- ABEEólica (Associação Brasileira de Energia Eólica). (2021). Energia eólica: os bons ventos do Brasil. Grupo 424.
- ABEEólica. (Associação Brasileira de Energia Eólica). (2017). Boletim Anual de Geração Eólica. São Paulo: Associação Brasileira de Energia Eólica, 2018.
- ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). (2003). NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). (2014). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (Associação Brasileira De Normas Técnicas). (2019). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, RJ.
- Adhikari, S.; Bhattacharya, S. Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. *Shock and Vibration*, v. 19, n. 1, p. 37–56, 2012. DOI: 10.3233/SAV-2012-0615
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- Alves, J. R. (2011) Acções Dinâmicas em Estruturas Offshore: Torres Eólicas em Plataformas Flutuantes. Dissertação de Mestrado. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.
- ANEEL. *Atlas de Energia Elétrica do Brasil*. 3. ed. Brasília: Agência Nacional de Energia Elétrica, 2008.
- Araki, M. S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal [Dissertação (mestrado)]. Universidade de Brasília, Brasília.
- Arany, L., Bhattacharya, S., Adhikari, S., Hogan, S. J., Macdonald, J. H. G. (2016) Closed form solution of eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporation stiffness of substructure and SSI. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 83, p18-32.
- ASTM, (American Society for Testing and Materials). (2022). ASTM D3966: Standard Test Methods for Deep Foundation Elements Under Static Lateral Load. ASTM Book of Standards. doi: 10.1520/D3966

- Azevedo, Álvaro F. M. (2003) Método dos elementos finitos. 1. ed. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Basack, S. (2009). A technical note on development and performance study of a set-up for imparting lateral cyclic load on piles. *Marine Georesources & Geotechnology*, 27(4), 322–341. <https://doi.org/10.1080/10641190903143272>
- Basack, S., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2016). Analysis of the behaviour of stone column stabilized soft ground supporting transport infrastructure. *Procedia Engineering*, 143, 347–354. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.044>
- Bischoff, M.; Defoort, M.; Lorenzo, E. (2017). Structural Dynamics of Wind Turbine Towers: Challenges and Advances. *Journal of Renewable Energy Research*.
- Bhattacharya, S. et al. (2017). Soil–Structure Interactions for Offshore Wind Turbines. *IET Engineering and Technology Reference*, 2017. DOI: 10.1049/etr.2016.0019.
- Bhattacharya, S. (2019). Design of foundation for offshore wind turbine. Wiley.
- Brinkgreve, R. B. J.; Kumar, N.; Swolfs, W (2010). PLAXIS 3D Foundation Manual. Delft: Plaxis BV, 2010.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, v. 40, n. 3, p. 329–378, 1990. DOI: 10.1680/geot.1990.40.3.329
- CFMS. (2011). Recommendations for the Design, Calculation, Installation and Inspection of Wind-Turbine Foundations. Paris, 2011.
- Colares, G. M. (2006). Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 2006. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006
- Consoli, N. C.; Diambra, A.; Cordeiro, R. E.; Born, R. B.; Cheng, X. Field and Numerical Analysis of Cyclic Displacement Controlled Lateral Load Tests on Driven Piles in a Residual Soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 41, p. 685–705, 2023. DOI: 10.1007/s10706-022-02295-3.
- Consoli, N. C., Born, R. B., Cordeiro, R. E., Neto, A. T., & Moncaleano, C. J. (2020). Effects of cross-section shape on cyclic lateral response of steel piles in residual soil. *Geotechnique Letters*, 10(3), 445–453. DOI: 10.1680/jgele.16.00066.
- Consoli, N. C., Faro, V. P., Schnaid, F., Maghous, S., & Born, R. B. (2016). Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(3), 216–220. DOI: 10.1680/jgele.16.00066.
- Cordão Neto, M. P. (2005). Análise Hidro-Mecânica de Barragens de Terra Construídas com Materiais Colapsíveis (Dissertação de Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Cordeiro, R. E. (2019). Comportamento em campo de estacas metálicas submetidas a carregamento lateral cíclico em solo coesivo-friccional. 110 f. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

- Coulomb, C.A. (1776) Essai sur une application des regles de maximis et minimis quelques problemes de statique, relatits a l’architecture. Memoires de Mathematique de l’Academie Royale de Science 7, Paris.
- Davenport, A. G. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, v. 87, p. 194–211, 1961. DOI: 10.1002/qj.49708737208.
- Det Norske Veritas; Risø National Laboratory. (2002) Guidelines for Design of Wind Turbines. Copenhagen, 2002.
- DNV. (2016). DNV-ST-0437 Loads and site conditions for wind turbines. Høvik: DNV, 2016
- European Wind Energy Association and Others. (2012). Wind energy-the facts: a guide to the technology, economics and future of wind power. Routledge.
- Faro, V. P.; Consoli, N. C.; Schnaid, F.; Born, R. B.; Carretta, M. S. Field tests of laterally loaded flexible piles in soil with top cement-treated layers embedded in naturally bonded residual soil. *Acta Geotechnica*, 2018.
- Faro, V. P., Consoli, N. C., Schnaid, F., Thome, A., & Lopes, L. S. Jr. (2015). Field tests on laterally loaded rigid piles in cement treated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(6), 06015003.
- Fish, J., & Belytschko, T. (2009). Um primeiro curso em elementos finitos (1 ed.). Rio de Janeiro - RJ: LTC.
- Gavioli, F. M. (2018). Estudo de caso da fundação de uma unidade aerogeradora. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018
- Gens, A.; Nova, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. *Geotechnical Engineering of Hard Soils–Soft Rocks*, 1993.
- Germanischer Lloyd. (2010). Guideline for the Certification of Wind Turbines. Edition 2010. Hamburg.
- Global Wind Energy Council (GWEC). (2025). Global Wind Report 2018. Disponível em: <https://gwec.net/>. Acesso em: fev, 2025.
- Gonzáles, J. R (2014). Estudo Numérico do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente. 2014. 118 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.
- Guimarães, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, p. 207.

- Gusmão, A. D. (1990). Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990
- Haiderali, A.E., Madabhushi, G.S.P & Nakashima, M. (2023). Numerical investigation of monopiles in structured clay under cyclic loading. *Ocean Engineering*, 289(2): 1-14.
- Hau, E. (2006). *Wind Turbines* (2 ed.). Berlin: Springer.
- Hettler, A. (1983). Model investigations for foundations in sand (in German). *Bauingenieur*, 58: 41-48.
- IEA WIND. *Annual Report 2017*. [S.l.]: IEA Wind TCP, 2018.
- INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. Estação automática Brasília A001. Brasília: INMET.
- Kohgo, Y., Nakano, M., & Oka, F. (1993). A subloading surface model for soils with cyclic loading. *Soils and Foundations*, 33(4), 70-84.
- Lautenschläger, C. E. (2010). Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS: Porto Alegre, RS, 179 p.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. (1969). *V. Soil Mechanics*. New York: Wiley.
- Lees, A. (2016). Modelling the behaviour of soil-structure interaction systems. *Journal of Geotechnical Engineering*, 142(5), 04016011.
- Leroueil, S.; Roy, M.; La Rochelle, P.; Brucy, F.; Tavenas, F. A. (1979). Behavior of destructured natural clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE)*, v. 105, n. 6, p. 759–778, 1979.
- Levy, N.H., Einav, I. & Hull, T. (2009). Cyclic shakedown of piles subjected to two-dimensional lateral loading. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33: 1339-1361.
- Liao, W., Zhang, J., Wu, J. & Yan, K. (2018). Response of flexible monopile in marine clay under cyclic lateral load. *Ocean Engineering*, 147: 89-106.
- Long, J. H., & Vanneste, G. (1994). Effects of cyclic lateral loads on piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(1), 225–244.
- Matlock, H. (2006). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Offshore Technology in Civil Engineering—Hall of Fame Papers from the Early Years* (Edited by J.S. Templeton III), 77–94. ASCE, Reston, VA, USA.
- Matos, Y. M. P. (2024). Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de fundações de protótipos eólicos em solo tropical. Brasília: Universidade de Brasília, 2024.

- Mendoza, C.; de Farias, M. M. (2020). Critical state model for structured soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12(3), 630–641. DOI: 10.1016/j.jrmge.2019.12.006.
- Milititsky, J. (2019). *Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Moh, O. (1900). Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials? *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 1900.
- Nardelli, A. (2019). *Degradação do atrito lateral de estacas em fundações de torres eólicas submetidas ao carregamento cíclico axial*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, USP: São Paulo, SP, 182p.
- NASA. NASA POWER Data Access Viewer. Greenbelt: NASA
- Pereira, J. H. F. (1996). *Numerical Analysis of the Mechanical Behavior of Collapsing Earth Dams During First Reservoir Filling*. University of Saskatchewan.
- Pinotti, A.M.; Caneiro, C.D.R (2015). Geologia estrutural na previsão e contenção de queda de blocos em encostas: aplicação no Granito Santos, SP. *Terrae Didatica*, Campinas, SP, v. 9, n. 2, p. 132–168. DOI: 10.20396/td.v9i2.8637402.
- Plaxis (2014). *PLAXIS Tutorial Manual*. Delft: Plaxis BV, 2014.
- Plaxis (2021c). *Plaxis – CONNECT Edition V21.01 – Reference Manual*. 2021c.
- Plaxis (2023). *PLAXIS Reference Manual*. Delft: Bentley Systems, 2023.
- Plaxis (2025). *PLAXIS Scientific Manual*. Delft: Bentley Systems, 2025.
- Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. London: John Wiley & Sons, 1980.
- Poulos, H. G. (1981). Behavior of laterally loaded piles: I – Single piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT5), 711–731
- Price, T. (2005). James Blyth - Britain's first modern wind power pioneer. *Wind Engineering*, v. 29, n. 3, p. 191–200, 2005.
- Randolph, M. F.; Wroth, C. P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 104, n. GT12, p. 1465–1488, 1978.
- Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P., & Camapum de Carvalho, J. (2019). Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of tropical soils in the city of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1), 61–74. doi: 10.28927/sr.421061
- Reese, L. C., Cox, W. R., & Koop, F. D. (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. *Offshore Technology in Civil Engineering—Hall of Fame Papers from the Early Years* (Edited by J.S. Templeton III), 95–105. ASCE.

- Reese, L. C.; Van Impe, W. F. (2001). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. London: Taylor & Francis, 2001.
- Resse, L. C.; ISENHOWER, W. M.; WANG, S. T. (2006a). *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. New Jersey: John Wiley & Sons. ISBN ISBN-13 978-0-471-43159-6.
- Reese, L. C., Cox, W. R., & Koop, F. D. (2006b). Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. *Offshore Technology in Civil Engineering—Hall of Fame Papers from the Early Years* (Edited by J.S. Templeton III), 106–117. ASCE.
- Renewable Energy Vermont. (2019). The Story of Grandpa’s Knob:How Vermont made wind energy history. Fonte: Vermont Biz: <https://vermontbiz.com/news/october/story-grandpa%E2%80%99s-knob-how-vermont-made-wind-energy-history>.
- Ribeiro, R. (2020) Interação solo-estrutura não linear em fundações de aerogeradores onshore em radier estaqueado: efeitos na análise modal e dinâmica em um aerogerador NREL 5 MW. 2020. 200 f. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. In *Engineering Plasticity* (pp. 535-609). Cambridge University Press.
- Romero, E.; Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. In: *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*. Balkema
- Salgado, R. (2007). *The Engineering of Foundation*. McGraw-Hill Publish. ISBN ISBN-13: 978-0072500585.
- Santos, B. G. et al (2025). P. Physical and numerical investigation of rigid inclusions in collapsible soils. ISSN: 18611125, 461. 2025
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics—10 Years of Plaxis*, 281–296.
- Silva, A. R. C. (2022). Modelagem computacional via MEF da interação solo-estrutura de sistemas eólicos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 340/2022, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 116p.
- Silva, A. R. C., Rebolledo, J. F. R., Farias, M. M., Cordão Neto, M. P., & Mendoza, C. (2024). Implementation of a sub-loading constitutive model for structured soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*. DOI: 10.1080/19386362.2024.2345458.
- Silva, A. R. C. (2025). Modelagem computacional da interação solo-estrutura de torres eólicas onshore assentes em solo tropical. Qualificação de Doutorado — Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2025.
- Simpson, M., & Brown, D. (2003). Development of p-y curves for Piedmont residual soils. Technical Report, Alabama Department of Transportation, Montgomery.

- Sivasithamparam, N.; Rezania, M. (2016). The comparison of two advanced constitutive models for natural structured clays. *International Journal of Geomechanics*, v. 16, n. 2, p. 04015049.
- Small, J. C. (2001). Practical solutions to soil-structure interaction problems. *Progress in Structural Engineering and Materials*, p. 10.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mersri, G. (1996) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3. ed. New York: Wiley, 1996.
- Truong, P., Lehane, B.M., Zania, V. & Klinkvort, R.T. (2018). Empirical approach based on centrifuge testing cyclic deformations of laterally loaded piles in sand. *Géotechnique*, 69(2): 133-145.
- Van Der Tempel, J.; Molenaar, D. P. Wind turbine structural dynamics – a review of the principles for modern power generation, onshore and offshore. *Wind Engineering*, v. 26, n. 4, p. 211–222, 2002.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898. DOI: 10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x.
- Veríssimo, G. F. (2017). Avaliação de metodologias de projeto de fundações de aerogeradores em estacas considerando resultados de diferentes ensaios de investigação geotécnica. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Recursos Hídricos, UFC: Fortaleza: CE, 188p.
- Vian, Â.; Tahan, C. M. V.; Aguilar, G. J. R.; Gouvea, M. R.; Gemignani, M. M. F. (2021) *Energia eólica: fundamentos, tecnologia e aplicações*. São Paulo: Editora Blucher.
- Wagner, R.; Courtney, M. S.; Gottschall, J.; Lindelöw-Marsden, P. (2011). Accounting for the speed shear in wind turbine power performance measurement. *Wind Energy*, v. 14, n. 8, p. 993–1004.
- Wang, H., et al. (2022). Field and numerical study of the lateral response of rigid piles in sand. *Acta Geotechnica*, 17(12), 5573–5584. doi: 10.1007/s11440-022-01532-6
- Waheed, M. Q.; Asmael, N. M. (2024). Using soft soil models in geotechnical engineering: a review paper. *E3S Web of Conferences*, v. 531, p. 04018, 2024. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202453104018>.
- Wheeler, S. J., Sharma, R. S., & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), 41-54.
- Wheeler, S. J.; Näkäräinen, T.; Karstunen, M. (2003). An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40, n. 2, p. 403–418.
- Wood, D. M. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

- Yin, Z.-Y.; Karstunen, M. (2011). Modelling strain-rate-dependency of natural soft clays combined with anisotropy and destructuration. *Acta Mechanica Solida Sinica*, 24(3), 216–230. DOI: 10.1016/S0894-9166(11)60023-2.
- Zhang, H.; Li, X.; Zhou, A. (2015). Elasto-plastic modelling of natural clays using S-CLAY1 and S-CLAY1S models. *Computes and Geotechnics*, v. 66, p. 183–195.
- Zuluaga, R.A.G. (2016). Relação entre características microestruturais e o comportamento macroscópico de solos granulares. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 150 p.