ANÁLISE NUMÉRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ÂNCORAS TORPEDO CONSIDERANDO EFEITOS DE *SETUP*

Guilherme Kronemberger Lopes

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Gilberto Bruno Ellwanger
José Renato Mendes de Sousa

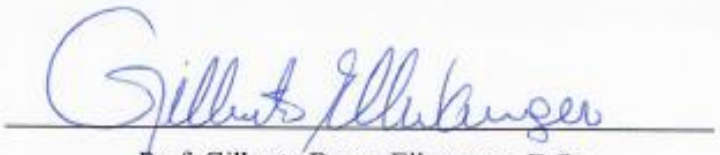
Rio de Janeiro
Março de 2019

ANÁLISE NUMÉRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ÂNCORAS TORPEDO CONSIDERANDO EFEITOS DE *SETUP*

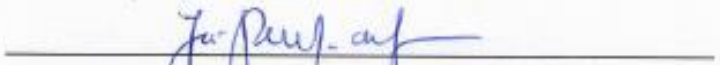
Guilherme Kronemberger Lopes

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:



Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.



Prof. José Renato Mendes de Sousa, D.Sc.

Dr. Márcio Martins Mourelle, D.Sc.

Profª. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2019

Lopes, Guilherme Kronemberger

Análise Numérica da Capacidade de Carga de Âncoras Torpedo Considerando Efeitos de *Setup* / Guilherme Kronemberger Lopes. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XVI, 107 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Gilberto Bruno Ellwanger

José Renato Mendes de Sousa

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 93-96.

1. Âncoras torpedo. 2. *Setup*. 3. Método dos elementos finitos. I. Ellwanger, Gilberto Bruno *et al*. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer aos meus orientadores, Professores Gilberto Bruno Ellwanger e José Renato Mendes de Sousa, pela ajuda na escolha do tema e sobretudo pela orientação, paciência e recomendações ao longo deste trabalho.

A toda equipe do Laboratório de Análise e Confiabilidade de Estruturas Offshore (LACEO), sobretudo aos amigos Thiago Ângelo Gonçalves de Lacerda e Gabriel Nogueira, pela imensa força e apoio nas muitas horas de trabalho, e também pelos inúmeros momentos de descontração.

Agradeço a toda a minha família, em especial meus pais Eliane Maria Kronemberger Lopes e Moacir de Souza Lopes por todo amor, carinho, suporte, incentivo e motivação em todos os momentos difíceis.

A todos os amigos que me acompanham desde muito tempo, pelos bons momentos e amizade.

A minha companheira, Jaqueline Maciel Dias Barbosa, por todo amor e carinho, paciência e motivação, por trazer alegria a minha vida.

O trabalho aqui apresentado é resultado da parceria entre Petrobras e UFRJ e foi realizado com recursos do programa de P&D do Setor Elétrico regulado pela ANEEL, no âmbito do projeto PD-00553-0045/2016, de título "Planta Piloto de Geração Eólica *Offshore*". Agradeço, portanto, à Petrobras e à ANEEL pelos recursos disponibilizados.

Gostaria de expressar também meus agradecimentos à Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa (FAPERJ) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelos recursos destinados à produção deste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ÂNCORAS TORPEDO CONSIDERANDO EFEITOS DE *SETUP*

Guilherme Kronemberger Lopes

Março/2019

Orientadores: Gilberto Bruno Ellwanger
José Renato Mendes de Sousa

Programa: Engenharia Civil

O objetivo deste trabalho é apresentar uma metodologia numérica para análise e projeto de âncoras torpedo para sistemas flutuantes *offshore* considerando efeitos de *setup*. A perturbação causada na estrutura do solo durante a instalação deste tipo de âncora induz à formação de um excesso de poro-pressões no solo que a circunda, levando a uma redução da capacidade de carga da âncora. À medida que essas poro-pressões se dissipam ao longo do tempo, porém, a capacidade de carga da âncora é recuperada. A esse processo de recuperação dá-se o nome de *setup*.

A metodologia adotada baseia-se no método dos elementos finitos, utilizando elementos sólidos isoparamétricos axissimétricos para a representação da âncora e do solo. A interface solo-âncora é simulada por meio da discretização de contato superfície-superfície, usando propriedades de contato do tipo penalidade. O estado de tensões iniciais do solo é simulado através do Método da Expansão de Cavidade cilíndrica.

Através do estudo paramétrico conduzido constatou-se que os parâmetros de permeabilidade e resistência não drenada do solo apresentam grande importância no processo de *setup*. Adicionalmente, os resultados foram comparados com algumas metodologias analíticas de previsão de capacidade de carga para verificação do método proposto apresentando razoável concordância.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Sciences (M.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS OF TORPEDO ANCHOR'S HOLDING CAPACITY BY CONSIDERING SETUP EFFECTS

Guilherme Kronemberger Lopes

March/2019

Advisors: Gilberto Bruno Ellwanger
José Renato Mendes de Sousa

Department: Civil Engineering

The aim of this work is to develop a methodology of analysis and design of torpedo anchors for floating structures mooring systems considering setup effects. Soil disturbance caused by the anchor installation induces an excess of pore pressure generation around the anchor, leading to a loss on its holding capacity. As the excess pore pressure dissipates over time, though, the anchor's holding capacity is observed to be recovered. This process is known as setup.

The methodology is based on the finite element method by using axisymmetric isoparametric solid elements for soil and anchor representation. The soil-anchor interface is simulated by using surface-to-surface contact discretization with penalty type contact properties. Initial soil stress state is modeled by the cylindrical Cavity Expansion Method.

Over the parametric study performed it was stated that soil permeability and undrained shear strength plays important role in setup process. Additionally, the results obtained were compared to some analytical methodologies for prediction of holding capacity to verify the proposed method with reasonable agreement.

Índice

Capítulo 1. Introdução e objetivo 1

Capítulo 2. Modelo constitutivo do solo 9

2.1 Invariantes de tensões 11

2.2 Princípio das tensões efetivas 11

2.3 Comportamento linear do solo 12

2.4 Comportamento não linear do solo 14

2.5 Critérios de ruptura 15

2.6 Comportamento drenado e não drenado do solo 17

2.6.1 Ensaio adensado drenado (CD) 18

2.6.2 Ensaio adensado não-drenado (CU) 19

2.6.3 Ensaio não adensado não-drenado (UU) 20

2.6.4 Análise drenada e não drenada em elementos finitos 20

Capítulo 3. Processo de *setup* 22

3.1 *Setup* de estacas 23

3.2 Estado de tensões inicial do solo 25

3.2.1 Método da Expansão de Cavidade - MEC 26

3.3 Dissipação das poro-pressões 29

3.3.1 Equação da continuidade em meios porosos 30

3.3.2 Comportamento constitutivo do fluxo de fluido 31

3.3.3 Estimando a dissipação das poro-pressões 32

3.4 Tixotropia 35

3.5 Envelhecimento e demais efeitos 36

3.6 Estimando a capacidade de carga de âncoras torpedo 37

3.6.1 Formulações empíricas 38

3.6.2 Metodologia analítica baseada no método-α (API) 40

Capítulo 4. Modelagem Numérica 43

4.1 Visão geral 44

4.2 Modelagem do solo 46

4.3 Interação solo-âncora 48

4.4 Aplicação da carga 50

4.5 Procedimento de análise 51

4.5.1 Equilíbrio geostático 52
4.5.2 Aplicação do MEC 52
4.5.3 Transferência de resultados e mudança de malha 55
4.5.4 *Setup* 56
Capítulo 5. Estudo paramétrico 58
5.1 Definição dos casos 58
5.2 Resultados 60
5.2.1 Equilíbrio geostático 60
5.2.2 Efeito da resistência não drenada do solo 60
5.2.3 Efeito do coeficiente de permeabilidade do solo 74
5.3 Comentários acerca do MEF *vs*. metodologias analíticas 79
Capítulo 6. Conclusões e sugestões para trabalhos futuros 90
6.1 Sugestões para trabalhos futuros 91
Referências Bibliográficas 93
Anexo A. Dissipação das poro-pressões 97
A.1. Solo com perfil de resistência não drenada: $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 97
A.2. Solo com perfil de resistência não drenada: $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 101
A.3. Solo com perfil de resistência não drenada: $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 104

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Âncora torpedo padrão: (a) ponta cônica; (b) vista do topo, com detalhes do olhal [2]. 2
Figura 1.2 – Conceitos de estruturas flutuantes para turbinas eólicas offshore [6]. 3
Figura 1.3 – Esquema ilustrativo da instalação das DIAs [10]. 4
Figura 1.4 – Esquema ilustrativo da instalação de uma âncora torpedo (adaptado de [13]). 5
Figura 2.1 – Esquema ilustrativo dos limites de Atterberg e do IP. 10
Figura 2.2 – Esquema ilustrativo do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. 16
Figura 2.3 – Determinação dos parâmetros drenados de resistência do solo. 19
Figura 2.4 – Determinação dos parâmetros não drenados de resistência do solo. 20
Figura 3.1 – Esquema idealizado das fases de setup. 24
Figura 3.2 – Esquema da função de excesso de poro-pressões inicial no solo..... 28
Figura 3.3 – Predição da dissipação das poro-pressões na interface da estaca [39]..... 33
Figura 3.4 – Evolução da capacidade de carga das estacas sob tensões efetivas constantes (adaptado de [17]). 37
Figura 4.1 – Visão geral do modelo. 46
Figura 4.2 – Dimensões do modelo. 47
Figura 4.3 – Densidade da malha do solo. 48
Figura 4.4 – Interface de contato solo-âncora. 49
Figura 4.5 – Ilustração da discretização de contato do tipo superfície-superfície. 50
Figura 4.6 – Detalhe do topo da âncora. 51
Figura 4.7 – Modelo de expansão de cavidade para a instalação da âncora (adaptado de Carter *et al*. [46]). 53
Figura 4.8 – Detalhe da barra rígida e do deslocamento aplicado. 54
Figura 4.9 – Deformada da malha de EF após aplicação do MEC: (a) topo e (b) base. 55
Figura 4.10 – Nova malha de EF para o solo. 56
Figura 5.1 – Dimensões da âncora torpedo analisada. 59
Figura 5.2 – Tensões efetivas nas direções radial (S11) e vertical (S22) após o equilíbrio geostático. 61
Figura 5.3 – Distribuição do excesso de poro-pressões (POR) e tensão radial efetiva (S11) após aplicação do MEC – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 62

Figura 5.4 – Distribuição do excesso de poro-pressões (POR) e tensão radial efetiva (S11) após aplicação do MEC – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 62
Figura 5.5 – Distribuição do excesso de poro-pressões (POR) e tensão radial efetiva (S11) após aplicação do MEC – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 63
Figura 5.6 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 10 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 64
Figura 5.7 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 1.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 64
Figura 5.8 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 65
Figura 5.9 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 10 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 65
Figura 5.10 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 1.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 66
Figura 5.11 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 66
Figura 5.12 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 10 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 67
Figura 5.13 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 1.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 67
Figura 5.14 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 68
Figura 5.15 – Curvas carga *vs*. deslocamento adimensionalisadas: $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.69
Figura 5.16 – Curva de setup – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 70
Figura 5.17 – Curvas carga *vs*. deslocamento adimensionalisadas: $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.71
Figura 5.18 – Curvas carga *vs*. deslocamento adimensionalisadas: $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.72
Figura 5.19 – Comparação entre as curvas de setup..... 73
Figura 5.20 – Gráfico da dissipação do excesso de poro-pressões em diferentes pontos ao longo da âncora – solo com coeficiente de permeabilidade 2. 75
Figura 5.21 – Grau de adensamento para os diferentes pontos ao longo da âncora – solo com coeficiente de permeabilidade 2. 76
Figura 5.22 – Curvas do grau de adensamento - ponto a 1m do topo da âncora. 77
Figura 5.23 – Curvas do grau de adensamento - ponto a 7,5m do topo da âncora. 77

Figura 5.24 – Curvas do grau de adensamento - ponto a 14m do topo da âncora. 78
Figura 5.25 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo ao longo do comprimento da âncora após a expansão de cavidade. 80
Figura 5.26 – Distribuição do excesso de poro-pressões na profundidade de 36m após expansão da cavidade. 82
Figura 5.27 – Distribuição das tensões radiais efetivas na profundidade de 36m após expansão da cavidade. 82
Figura 5.28 – Distribuição das tensões radiais totais na profundidade de 36m após expansão da cavidade. 83
Figura 5.29 – Distribuição das tensões radiais efetivas na profundidade de 36m após dissipação das poro-pressões 84
Figura 5.30 – Comparação entre as curvas de grau de adensamento. 85
Figura 5.31 – Comparação entre as metodologias apresentadas – solo com su $1 = 3 + 1{,}24z$. 86
Figura 5.32 – Comparação entre as metodologias apresentadas – solo com su $3 = 3 + 3{,}96z$. 87
Figura A.1 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 5 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 97
Figura A.2 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 10 dias (esquerda) e 15 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 98
Figura A.3 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 30 dias (esquerda) e 60 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 98
Figura A.4 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 150 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 99
Figura A.5 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 300 dias (esquerda) e 600 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 99
Figura A.6 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1.000 dias (esquerda) e 1.500 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 100
Figura A.7 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$. 100
Figura A.8 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 5 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 101

Figura A.9 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 10 dias (esquerda) e 15 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 101
Figura A.10 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 30 dias (esquerda) e 60 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 102
Figura A.11 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 150 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 102
Figura A.12 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 300 dias (esquerda) e 600 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 103
Figura A.13 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1.000 dias (esquerda) e 1.500 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 103
Figura A.14 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$. 104
Figura A.15 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 5 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 104
Figura A.16 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 10 dias (esquerda) e 15 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 105
Figura A.17 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 30 dias (esquerda) e 60 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 105
Figura A.18 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 150 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 106
Figura A.19 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 300 dias (esquerda) e 600 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 106
Figura A.20 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1.000 dias (esquerda) e 1.500 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 107
Figura A.21 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$. 107

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 – Dados do computador utilizado. 51
Tabela 5.1 – Coeficientes de permeabilidade dos solos analisados. 59
Tabela 5.2 – Perfis de resistência não drenada dos solos analisados. 59
Tabela 5.3 – Resumo dos resultados das curvas de setup. 73
Tabela 5.4 – Resumo dos resultados do tempo de adensamento dos solos, em dias, do ponto a 7,5m do topo da âncora. 78
Tabela 5.5 – Diferenças percentuais entre as metodologias analisadas – solo com $su\ 1 = 3 + 1{,}24z$. 88
Tabela 5.6 – Diferenças percentuais entre as metodologias analisadas – solo com $su\ 3 = 3 + 3{,}96z$. 88

NOMENCLATURA

A	Fator que depende do tipo de solo (Skov e Denver)
A_s	Área lateral total
A_p	Área total de base
B	Fator que depende do tipo de solo (Svinkin e Skov))
c'	Coesão do material (parâmetro drenado)
c_u	Coesão do material (parâmetro não drenado)
D_a	Diâmetro externo da âncora
$\boldsymbol{D}$	Matriz constitutiva do solo
$\boldsymbol{D}'$	Matriz constitutiva relacionada com as tensões efetivas
$\boldsymbol{D}_f$	Matriz constitutiva relacionada com as poro-pressões
e	Índice de vazios
E	Módulo de elasticidade longitudinal
E_s	Módulo de elasticidade do solo
f	Coeficiente de capacidade de carga lateral
F_{poro}	Constante que controla a poro-pressão do solo
g	Aceleração da gravidade
G_{50}	Módulo de elasticidade transversal a 50% de mobilização
H_a	Comprimento de solo entra a ponta da âncora e a base do modelo
H_p	Profundidade de penetração do topo da âncora
IP	Índice de plasticidade
J	Razão do volume do meio poroso na configuração atual pelo volume na configuração de referência
J_1,J_2,J_3	Invariantes de tensões principais
$\mathbf{k}$	Permeabilidade do meio totalmente saturado
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal
K_e	Módulo volumétrico equivalente da poro-pressão
K_0	Coeficiente de empuxo em repouso
L_a	Comprimento total da âncora torpedo
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
$\mathbf{n}$	Vetor normal
n_w	Razão do volume de líquido livre
OCR	*Overconsolidation Ratio* – Razão de sobreadensamento do solo
p	Tensão média ou octaédrica
p'_0	Tensão efetiva radial de adensamento
q	Tensão equivalente de Mises
q_p	Coeficiente de capacidade de carga de base
$Q(t)$	Capacidade de carga em função do tempo

Q_d	Capacidade de carga última
Q_s	Capacidade de carga lateral
Q_p	Capacidade de carga de base
r	Terceiro invariante de tensão
r_a	Raio da âncora
r_p	Raio plastificado
r_0	Raio da estaca
R_0	Capacidade de carga no instante de tempo t_0
R_{EOD}	Capacidade de carga imediatamente após a instalação
R_{mc}	Medida de tensão desviatória do critério de Mohr-Coulomb
$R_u(t)$	Capacidade de carga no instante de tempo t
s	Saturação
s_u	Resistência não drenada do solo
t_0	Valor empírico de tempo medido em dias
T	Fator de tempo
u_a	Média da pressão no gás
u_w	Média da pressão no líquido
U	Grau de adensamento do solo
$\mathbf{v}_w$	Velocidade de percolação
V_s	Volume das partículas sólidas
V_v	Volume de vazios do solo
V_w	Volume de fluidos
V_t	Volume total do solo
w	Teor de umidade
W_a	Peso submerso da âncora
W_w	Peso do fluido
W_s	Peso das partículas sólidas
γ_{sub}	Peso submerso do solo
γ_w	Peso específico do líquido
$\boldsymbol{\varepsilon}$	Tensor de deformações
η	Porosidade
ν	Coeficiente de Poisson
ν_u	Coeficiente de Poisson não drenado
ρ_w	Massa específica do líquido
σ_1,σ_2,σ_3	Tensões principais
σ'_1,σ'_2,σ'_3	Tensões principais efetivas
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical nas condições *in situ*
σ_m	Médias das tensões principais máxima e mínima
σ_r	Tensão radial
σ_v	Tensão vertical
σ_θ	Tensão circunferencial

$\boldsymbol{\sigma}$	Tensor de tensões totais
$\boldsymbol{\sigma}'$	Tensor de tensões efetivas
τ	Tensão de cisalhamento
τ_{max}	Tensão de cisalhamento máxima
ϕ	Carga piezométrica
ϕ'	Ângulo de atrito interno do material
ϕ_u	Ângulo de atrito interno não drenado
χ	Fator dependente da saturação
Δu	Excesso de poro-pressões
Δu_0	Distribuição do excesso de poro-pressões inicial
$\Delta\boldsymbol{\varepsilon}$	Deformações incrementais totais
$\Delta\boldsymbol{\varepsilon}^e$	Deformação incremental total elástica
$\Delta\boldsymbol{\varepsilon}^p$	Deformação incremental total plástica
$\Delta\boldsymbol{\sigma}$	Tensões incrementais totais
Θ	Ângulo polar desviatório

Capítulo 1.
Introdução e objetivo

A crescente demanda global por petróleo e gás impulsionou o desenvolvimento de pesquisas voltadas para o projeto de estruturas *offshore*. Atualmente, devido à natureza inovadora dos equipamentos empregados na indústria *offshore,* a explotação de petróleo e gás já é possível em lâminas d'água de 3.000m.

Essa expansão da indústria *offshore* para águas cada vez mais profundas fez com que os sistemas de ancoragem das unidades flutuantes de produção migrassem da configuração de catenária livre para o sistema *taut-leg* [1], possibilitado pelo uso de cabos de poliéster. Neste tipo de sistema de ancoragem, as linhas encontram-se numa configuração onde não há trechos apoiados no solo marinho (geralmente com ângulo de inclinação com o solo de aproximadamente 45°), minimizando possíveis congestionamentos no arranjo submarino.

Os carregamentos transmitidos das unidades flutuantes de produção para as fundações, no sistema de ancoragem *taut-leg*, apresentam tanto componentes verticais quanto horizontais. Assim, torna-se necessário o emprego de âncoras que sejam capazes de resistir a tais carregamentos como, por exemplo, as âncoras de sucção, âncoras verticais (VLAs – *Vertical Load Anchors*), SEPLAs (*Suction Embedded Plate Anchors*) [1] e as âncoras torpedo.

No presente cenário, a âncora torpedo (Figura 1.1) vem se destacando como alternativa nos campos *offshore* brasileiros. A estrutura deste tipo de âncora geralmente é composta por quatro componentes: (i) um olhal, localizado no topo da âncora, no qual se conecta o primeiro elo do segmento de amarra da linha de ancoragem; (ii) o corpo em formato cilíndrico, denominado fuste, feito de aço carbono e preenchido com mistura de sucata de aço de várias dimensões e concreto, garantindo assim o peso da âncora; (iii) usualmente quatro aletas nas laterais, com formato aproximadamente retangular (no entanto âncoras torpedo sem aletas também podem ser empregadas); e (iv) uma ponta com formato cônico (*tip*), projetada especialmente para facilitar o processo de cravação da âncora no solo [2].

A utilização de âncoras torpedo no Brasil pela PETROBRAS teve seu início no final da década de 1990. Num primeiro instante, estas âncoras eram utilizadas somente na ancoragem de linhas flexíveis, cujo objetivo primordial era evitar a transferência de cargas para os demais equipamentos presentes no leito marinho como, por exemplo, a árvore de natal molhada (ANM) e os *manifolds*. Segundo Brandão *et al.* [3], no início de 2002, as primeiras âncoras torpedo, denominadas T-43 (peso próprio de 43 toneladas), foram utilizadas na ancoragem de plataformas de perfuração. Devido ao sucesso dessas operações, nos três anos seguintes, mais de 50 âncoras deste tipo foram instaladas na Bacia de Campos no Brasil.

Figura 1.1 – Âncora torpedo padrão: (a) ponta cônica; (b) vista do topo, com detalhes do olhal [2].

Em seguida, o bom desempenho da âncora torpedo mostrou que era possível utilizá-la na ancoragem de unidades de produção [3]. Em 2003, âncoras torpedo com grande capacidade de carga, denominadas T-98 (peso próprio de 98 toneladas), foram projetadas para sustentar os carregamentos impostos pelas linhas de ancoragem do FPSO (*Floating Production Storage and Offloading*) P-50 [4]. Desde então, diversos sistemas de ancoragem de unidades flutuantes de produção foram projetados considerando as âncoras do tipo torpedo. Ressalta-se ainda que mais de 150 âncoras torpedo já foram instaladas no Brasil [2].

O ramo eólico *offshore* também vêm expandindo rapidamente seus horizontes. Passon *et al*. [5] menciona que as instalações de fazendas eólicas *offshore* cresceram consideravelmente em tamanho e número nas últimas décadas. Além disso, espera-se um crescimento desses tipos de instalações no futuro.

De acordo com IRENA (*International Renewable Energy Agency*) [6], atualmente, as turbinas eólicas *offshore* instaladas sobre fundações fixas do tipo *monopile* ou jaqueta são restritas a lâminas de água inferiores a 50 metros. A tendência para maiores lâminas de água e tamanhos de turbinas, em combinação com grandes variedades de condições de solo específicas em campo, é a imposição de mais desafios ao projeto, fabricação e instalação de fundações para essas estruturas. Estes desafios são abordados por diferentes tipos de conceitos de fundações no intuito de manter a viabilidade econômica das turbinas eólicas *offshore* flutuantes [5]. Por conta disso, diversos tipos de estruturas flutuantes para as turbinas eólicas, bem como suas respectivas fundações, têm sido desenvolvidos e, conforme aponta Malhotra [7], alguns deles já se encontram em fase de teste.

As turbinas eólicas *offshore* flutuantes representam um caminho viável financeiramente para se ter acesso a águas profundas, o qual compreendem grandes áreas de elevado potencial eólico [8]. Estas estruturas flutuantes são mantidas em posição através de sistemas de ancoragem semelhantes aos empregados pela indústria petrolífera. Segundo IRENA [6], os três principais conceitos para estruturas flutuantes são as *spar-buoy*s, as plataformas semissubmersíveis e as TLPs (*Tension Leg Platforms*), como indicado na Figura 1.2.

Figura 1.2 – Conceitos de estruturas flutuantes para turbinas eólicas offshore [6].

As estratégias de instalação para essas estruturas ainda estão evoluindo e podem variar de acordo com o tipo específico de fundação adotada [9]. De um modo geral, a tendência é a instalação das turbinas eólicas nas unidades flutuantes, quando ainda no cais ou em águas rasas, para assim poderem ser rebocadas para o campo e ligadas a âncoras pré-instaladas. Neste cenário, a âncora do tipo torpedo apresenta grande potencial de aplicação.

Destaca-se que a âncora torpedo pertence ao chamado grupo das DIAs (*Dynamically Installed Anchors*) ou GIAs (*Gravity Installed Anchors*). De acordo com Zhao e Liu [10], são três as âncoras existentes presentes neste grupo, apresentadas na Figura 1.3. Neste grupo, a âncora OMNI-Max corresponde a mais recente geração dentre as âncoras [10] e, diferente de uma âncora torpedo típica, a âncora OMNI-Max conta com um braço que transfere o ponto de carregamento para as proximidades da ponta da âncora [11].

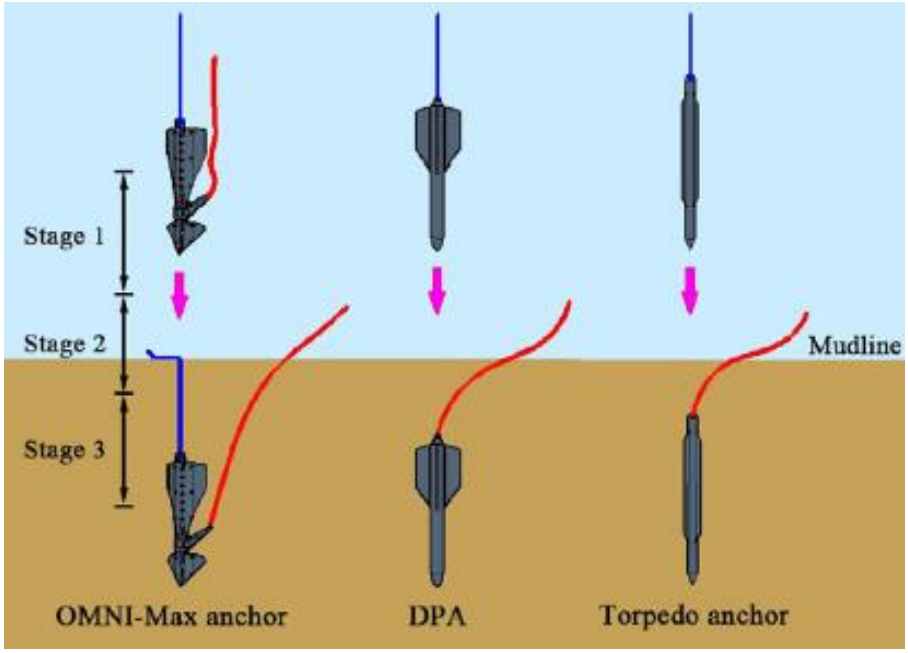


Figura 1.3 – Esquema ilustrativo da instalação das DIAs [10].

A âncora do tipo torpedo apresenta certo grau de simplicidade quanto ao processo de instalação, se comparada aos outros tipos de âncoras [12]. Um navio faz o transporte da âncora torpedo até o local destinado para a instalação, onde então é posicionada a uma determinada altura de projeto (geralmente entre 20 e 100 metros), de onde será liberada, conforme ilustrado na Figura 1.4. Tal posicionamento é fundamental para o processo de

instalação da âncora, pois permite que esta adquira velocidade suficiente para cravar adequadamente no solo.

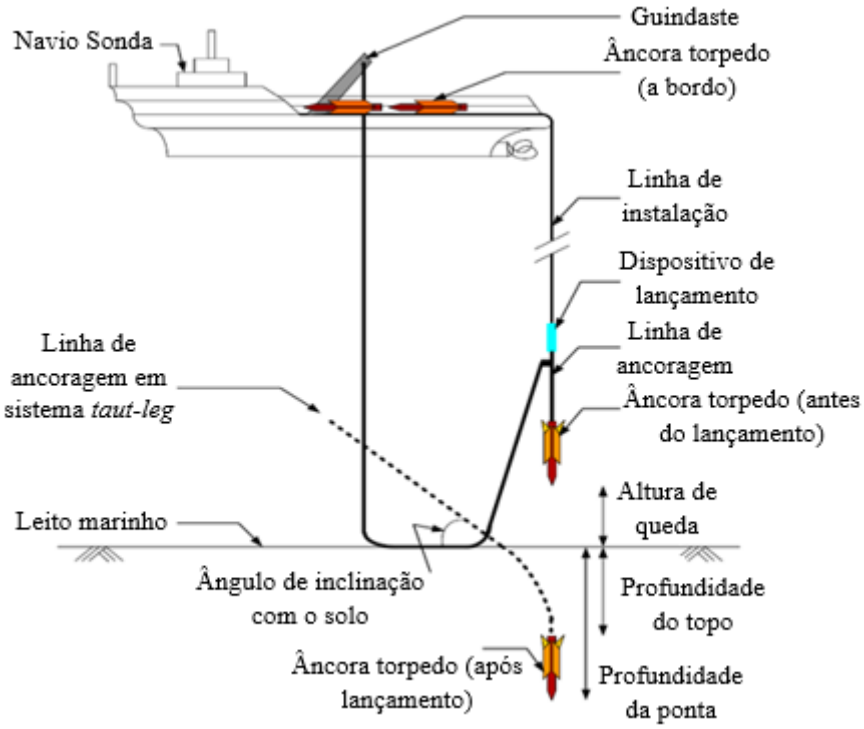


Figura 1.4 – Esquema ilustrativo da instalação de uma âncora torpedo (adaptado de [13]).

Durante a cravação da âncora, o solo presente na sua vizinhança sofre grandes perturbações induzindo um excesso de poro-pressões nesta região que, por sua vez, diminui as forças de interação solo-âncora. Após a cravação, o solo começa a adensar e este excesso de poro-pressões gerado vai se dissipando ao longo do tempo. Desta forma, há um aumento progressivo na tensão efetiva atuante na superfície de contato solo-âncora e, consequentemente, um aumento do atrito lateral nesta superfície e, por sua vez, da capacidade de carga da âncora. Esse aumento da capacidade de carga em função do tempo é conhecido como *setup*.

Trabalhos presentes na literatura [14]-[16], apontam que, apesar dos mecanismos que contribuem para o processo de *setup* ainda não serem muito bem conhecidos em sua totalidade, sabe-se que a maior contribuição é proveniente primordialmente da dissipação do excesso de poro-pressões gerado na fase de instalação das âncoras associado ao subsequente adensamento do solo. Após o excesso de poro-pressões ter sido completamente dissipado, efeitos de envelhecimento (*aging*) podem contribuir para um

setup adicional [17]. Além destes mecanismos, efeitos de tixotropia também podem conferir um aumento na capacidade de carga das âncoras.

Mesmo com o sucesso obtido na utilização de âncoras torpedo nas aplicações *offshore*, a estimação da capacidade de carga deste tipo de âncora e, ainda, a predição das tensões na sua estrutura, continuam sendo um grande desafio. Resultados obtidos em testes de campo em escala real são reportados por Medeiros [18], de Araújo *et al*. [4], Brandão *et al*. [3] e Lieng *et al*. [19]. O objetivo comum proposto pelos autores era avaliar o processo de instalação e a capacidade de carga total de âncoras do tipo torpedo.

O' Loughlin *et al*. [20], [21] e Richardson *et al*. [22], realizaram uma sequência de testes centrífugos para avaliar o comportamento de curto e longo prazo da capacidade de carga vertical de âncoras do tipo torpedo. Os resultados experimentais obtidos nos ensaios são comparados com os valores estimados através do modelo analítico proposto pela API [23].

Houssain *et al*. [12], [13], apresentam os resultados de diversos testes centrífugos com a finalidade de mensurar o comportamento de âncoras torpedo durante o processo de instalação e a subsequente fase de carregamento. As cargas foram avaliadas para diferentes ângulos de inclinação com o fundo (0°, 45° e 80°) e os resultados obtidos foram comparados uma metodologia de predição teórica baseada no método de expansão de cavidade. Segundo os autores, a solução teórica forneceu uma representação precisa do aumento da capacidade de carga medida para a âncora torpedo, indicando que, para a geometria de âncora e para o solo considerado no estudo, aproximadamente 80% da capacidade de carga de longo prazo seria atingida com 1 ano de instalação.

Mais recentemente, o problema foi abordado por meio de modelagem numérica. Raie e Tassoulas [24], [25] e Radgahar *et al*. [26], realizaram análises da instalação de uma âncora torpedo sem aletas utilizando um modelo computacional fluido dinâmico (CFD – *Computacional Fluid Dynamics*). Para avaliar os efeitos da instalação nas propriedades do solo e também na capacidade de carga da âncora, realizaram a modelagem em elementos finitos utilizando análises acopladas de deformação e fluxo em meios porosos, cujos dados de entrada eram provenientes dos resultados do modelo CFD. Os resultados das análises numéricas indicaram que o tempo necessário para se atingir um grau de adensamento em torno de 90% é bem inferior à do tempo total necessário para atingir o fim do processo de adensamento do solo (100%). Ressalta-se ainda que foi

constatado um aumento significativo na capacidade de carga da âncora torpedo após a instalação.

Sousa *et al*. [2] e Aguiar [27], apresentam um estudo numérico da resposta de longo prazo da capacidade de carga de âncoras torpedo, instaladas em solo isotrópico puramente coesivo e totalmente saturado, utilizando o método dos elementos finitos com modelagem tridimensional para a representação do solo e da âncora. Os resultados obtidos representam a reposta de longo prazo da âncora torpedo (capacidade de carga última) e foram comparados com a metodologia proposta pela API [23].

Richardson *et al*. [22] conduziram diversos ensaios experimentais, comparando os resultados obtidos com modelos teóricos, os quais indicaram que 50% da capacidade operacional das âncoras com cravação dinâmica são atingidas de 35 a 350 dias após a instalação. Neste mesmo estudo, os autores comentam que 90% da capacidade operacional é alcançada em 2,4 a 24 anos após a instalação. Ressalta-se ainda que estes valores são bastante dependentes das propriedades do solo onde a âncora foi instalada.

Lieng *et al.* [19] estimaram o tempo necessário para o excesso de poro-pressões dissipar, após a cravação de uma âncora de instalação dinâmica, por meio de uma análise de consolidação unidimensional (direção radial). Com os resultados obtidos, concluíram que 70% da capacidade de carga da âncora é atingida duas semanas após a instalação para a argila da Bacia de Voring, na Noruega.

Sabetamal *et al*. [28] conduzem simulações de DIAs baseadas no método dos elementos finitos. Os resultados são apresentados e discutidos para a fase de instalação seguida do processo de *setup*, dissipação das poro-pressões e adensamento do solo. As análises de *setup* ilustram o padrão com que as poro-pressões são dissipadas dentro do domínio de solo após a instalação.

Com base na revisão bibliográfica realizada neste trabalho, a determinação da capacidade de carga das âncoras torpedo, considerando os efeitos do processo de *setup* para predizer as respostas de curto e longo prazo, ainda não possui uma formulação analítica fechada ou metodologia numérica consolidada que consiga representar de forma completa todos os fenômenos envolvidos neste processo.

Sendo assim, esta dissertação apresenta como objetivo a modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos para avaliar a capacidade de carga de âncoras torpedo sem aletas, instaladas em solos argilosos puramente coesivos e totalmente

saturados, considerando-se os efeitos de *setup*. Supõe-se que a âncora torpedo já esteja devidamente instalada e para a representação do estado inicial de tensões do solo será aplicado o Método da Expansão de Cavidade cilíndrica.

Os modelos numéricos são construídos usando elementos sólidos isoparamétricos axissimétricos para a representação do solo e da âncora. A interface solo-âncora é simulada por meio da discretização de contato superfície-superfície com propriedades de contato do tipo penalidade. As análises são conduzidas através de quatro modelos sequenciais, sendo o último deles o responsável pela simulação do processo de *setup*. Neste modelo, o solo é deixado adensar, permitindo que as poro-pressões se dissipem, e então, aplica-se o carregamento para diferentes intervalos de tempo a fim de avaliar o aumento na capacidade de carga da âncora.

A dissertação está organizada da seguinte maneira:

- O Capítulo 2 descreve as principais características dos modelos utilizados para representar o comportamento constitutivo do solo;
- O Capítulo 3 apresenta a descrição dos principais efeitos do processo de instalação de âncoras torpedo em solos argilosos saturados. O fenômeno de *setup* e seus principais mecanismos são descritos em detalhes. Além disso, são apresentadas algumas metodologias analíticas presentes na literatura para estimar o estado inicial de tensões do solo após a instalação da âncora, e também a capacidade de carga da âncora;
- O Capítulo 4 mostra a metodologia utilizada para realizar as análises desta dissertação. Detalhes sobre a modelagem numérica são apresentados;
- No Capítulo 5, se encontram o estudo paramétrico e a discussão dos resultados obtidos através das análises conduzidas. Adicionalmente, os resultados obtidos pela metodologia proposta são comparados com as metodologias analíticas;
- Por fim, a conclusão deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros se encontram no Capítulo 6.

Capítulo 2.

Modelo constitutivo do solo

O solo é um material trifásico composto por um conjunto de partículas sólidas, no qual os espaços intermediários são preenchidos por dois fluidos distintos, geralmente um líquido e um gás. Assume-se que o líquido é incompressível (mas não totalmente) e que o gás seja relativamente compressível.

Para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases que o compõem. Nesse estudo, porosidade η, índice de vazios e, grau de saturação s e teor de umidade w são definidos pelas Eqs. (2.1) a (2.4), respectivamente:

$$\eta = \frac{dV_v}{dV_t} \tag{2.1}$$

$$e = \frac{dV_v}{dV_s} = \frac{\eta}{1-\eta} \tag{2.2}$$

$$s = \frac{dV_w}{dV_v} \tag{2.3}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \tag{2.4}$$

onde V_t é o volume total do solo; V_s, V_w e V_v são os volumes de partículas sólidas, de fluido e de vazios no solo, respectivamente; e W_w e W_s são os pesos de fluido no solo e de suas partículas, nessa ordem.

Quando o solo é dito saturado, significa que todos os espaços intermediários estão preenchidos somente pelo fluido líquido (não há presença de ar). Neste caso tem-se que

$V_v = V_w$ e, assim, a Eq. (2.3) leva a $s = 1$, ou seja, 100% de saturação. Por outro lado, caso o solo esteja totalmente seco, tem-se que $V_w = 0$ e, portanto, $s = 0$ (ou 0% de saturação).

Além disso, o teor de umidade possui grande influência no comportamento dos solos argilosos, sobretudo no que diz respeito à resposta de carregamentos externos [29]. Dependendo do teor de umidade, o solo pode ser classificado em quatro estados de consistência: líquido, plástico, semissólido e sólido. Os limites de Atterberg, ilustrados na Figura 2.1, dividem estes quatro estados de consistência e são obtidos por meio de testes e ensaios de laboratório padronizados. Ressalta-se que a mudança de um estado para outro ocorre de forma gradual, com a variação da umidade.

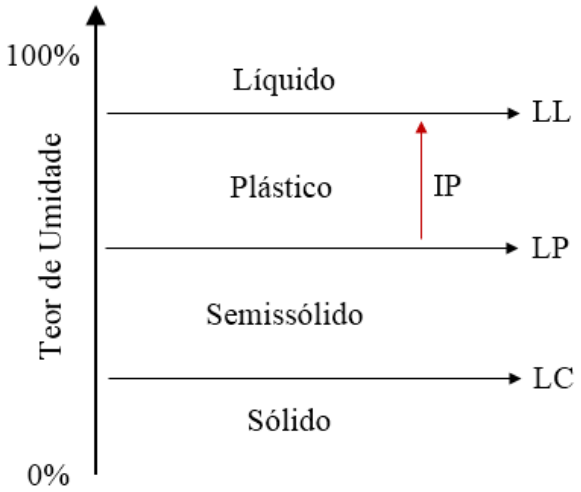


Figura 2.1 – Esquema ilustrativo dos limites de Atterberg e do IP.

O Índice de Plasticidade (IP), também indicado na Figura 2.1, é obtido pela diferença entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP). Desta forma, o IP indica a faixa de valores do teor de umidade em que o solo se encontra no estado plástico.

Assume-se que a resposta constitutiva do solo seja obtida por meio da combinação de relações elásticas, tanto para as partículas sólidas do solo quanto para os fluidos presentes em seu interior, em conjunto de um modelo constitutivo de plasticidade para o esqueleto do solo. Neste capítulo, são descritas as principais características dos modelos constitutivos e relações utilizadas para descrever o comportamento do solo.

2.1 Invariantes de tensões

Usualmente, no estudo das tensões/deformações, é conveniente a definição de um estado de tensões através de suas tensões principais e as direções dos três planos em que estas atuam. Existem diversos tipos de invariantes de tensões e, neste trabalho, foram adotados os seguintes invariantes de tensões: tensão média ou octaédrica (p), tensão equivalente de Mises (q) e o terceiro invariante de tensão (r). Estes invariantes podem ser escritos, também, em termos dos três invariantes do tensor de tensões (J_1, J_2, J_3). Os invariantes podem ser calculados, respectivamente, como:

$$p = \frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \tag{2.5}$$

$$q = \sqrt{3\left(J_2 - \frac{J_1^2}{6}\right)} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \tag{2.6}$$

$$r = \left(\frac{27}{2}J_3 - 9J_1J_2 + J_1^3\right)^{1/3} \tag{2.7}$$

2.2 Princípio das tensões efetivas

Para descrever o comportamento de um meio poroso, adota-se o princípio das tensões efetivas [29], [33]. Assume-se que a tensão normal total num ponto qualquer do solo, $\boldsymbol{\sigma}$, é dada pela soma de duas parcelas. A primeira parcela corresponde à tensão transmitida pelos contatos entre as partículas sólidas, chamada de tensão efetiva, $\boldsymbol{\sigma}'$. A outra parcela é referente a pressão dos fluidos presentes nos poros (líquido e gás), onde u_w representa a média da pressão no líquido e u_a a média da pressão no gás. Assim, a tensão normal total pode ser escrita como [32], [33]:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + (\chi u_w + (1 - \chi)u_a)\mathbf{I}, \tag{2.8}$$

onde χ é um fator que depende da saturação e da tensão na superfície do sistema líquido-sólido. Este fator possui valor igual a 1 quando o meio está totalmente saturado, e varia entre 0 e 1 em sistemas não saturados. Usualmente, devido à falta de dados experimentais disponíveis para quantificar de maneira precisa os valores deste fator, assume-se simplesmente que χ é igual ao valor da saturação do meio, ou seja, $\chi = s$ [33].

Considerando o solo totalmente saturado, a Eq. (2.8) se reduz a:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + u_w \mathbf{I}. \tag{2.9}$$

A Eq. (2.9) descreve o Princípio das Tensões Efetivas, estabelecido por Terzaghi, para solos saturados. De acordo com este princípio, todos os efeitos mensuráveis resultantes das variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento são devidos a variações de tensões efetivas [29].

2.3 Comportamento linear do solo

De maneira simplificada, o comportamento constitutivo de um material qualquer é definido pela sua relação entre tensões e deformações. Assim, esta relação é expressa por:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \tag{2.10}$$

ou simplesmente:

$$\Delta\boldsymbol{\sigma} = [\boldsymbol{D}]\Delta\boldsymbol{\varepsilon} \tag{2.11}$$

A forma mais simples da matriz constitutiva corresponde ao caso isotrópico. Um material é dito isotrópico quando os seus parâmetros elásticos não são dependentes da orientação. Desta forma, a matriz constitutiva para um material isotrópico é dada por:

$$[\boldsymbol{D}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \tag{2.12}$$

A relação constitutiva do solo pode ser representada tanto em termos das tensões totais quanto em termos das tensões efetivas. No entanto, quando for especificado em termos das tensões efetivas, deve-se utilizar o Princípio das Tensões Efetivas para se obter os valores das tensões totais. Como o solo e o fluido possuem a mesma deformação, a relação constitutiva do solo pode ser expressa como:

$$\Delta\boldsymbol{\sigma} = \left[\boldsymbol{D}' + \boldsymbol{D_f}\right]\Delta\boldsymbol{\varepsilon}, \tag{2.13}$$

onde $[\boldsymbol{D}']$ é a matriz constitutiva relacionada com as tensões efetivas e $\left[\boldsymbol{D_f}\right]$ é a matriz constitutiva relacionada às poro-pressões.

A aplicação de um carregamento em um maciço de solo causa uma mudança no estado de tensões totais. Em condições não drenadas, a matriz linear $[\boldsymbol{D}']$ é obtida através da Eq. (2.12), enquanto a matriz constitutiva das poro-pressões $\left[\boldsymbol{D_f}\right]$ é dada por [27]:

$$\left[\boldsymbol{D_f}\right] = K_e\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{2.14}$$

onde K_e representa o módulo volumétrico equivalente da poro-pressão, definido por:

$$K_e = F_{poro} \cdot \frac{E}{3(1-2\nu)}, \tag{2.15}$$

onde F_{poro} é uma constante que controla a poro-pressão no solo.

2.4 Comportamento não linear do solo

Quando um material puramente elástico é sujeito a um carregamento, este sustenta somente deformações elásticas. Tais deformações são ditas reversíveis, ou seja, o material retornará para sua condição indeformada após o carregamento ser removido. Por outro lado, se um material elasto-plástico for submetido a um carregamento que supera o limite elástico, ele sustentará tanto deformações elásticas quanto plásticas. Se o carregamento for removido, o material manterá deformações plásticas permanentes (irreversíveis), enquanto as deformações elásticas são recuperadas. A Lei de Hooke, Eq. (2.10), é suficiente para estimar as deformações elásticas na maioria dos casos. No entanto, para se estimarem as deformações plásticas é preciso utilizar a teoria da plasticidade [32].

A teoria da plasticidade foi desenvolvida originalmente para predizer o comportamento de metais submetidos a carregamentos que ultrapassam os seus limites elásticos. Modelos similares também foram desenvolvidos para calcular as deformações irreversíveis no concreto, nos solos e em polímeros [32].

Da mesma forma que apresentado na Eq. (2.11) para a relação tensão *vs.* deformação linear, tem-se a relação num modelo constitutivo elasto-plástico:

$$\Delta\boldsymbol{\sigma} = [\boldsymbol{D}^{ep}]\Delta\boldsymbol{\varepsilon} \tag{2.16}$$

Na teoria da plasticidade é usual decompor as deformações em componentes plásticas e elásticas. Logo, as deformações incrementais totais, $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}$, podem ser divididas em elástica e plástica da seguinte maneira:

$$\Delta\boldsymbol{\varepsilon} = \Delta\boldsymbol{\varepsilon}^e + \Delta\boldsymbol{\varepsilon}^p \tag{2.17}$$

Reorganizando a Eq. (2.17) em termos da deformação incremental total elástica, $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}^{e}$, e substituindo na relação entre as tensões incrementais através da matriz constitutiva elástica representada na Eq. (2.11), obtém-se:

$$\Delta\boldsymbol{\sigma} = [\boldsymbol{D}](\Delta\boldsymbol{\varepsilon} - \Delta\boldsymbol{\varepsilon}^{p}) \tag{2.18}$$

O comportamento plástico de um material pode ser definido completamente através da especificação de três componentes principais: uma função de escoamento, que prediz quando o material deverá responder de forma elástica ou plástica dado um incremento no carregamento; uma função de potencial plástico, que determina a direção da deformação em cada estado de tensões; e uma lei de endurecimento (*hardening*) ou enfraquecimento (*softening*), que controla o formato da resposta da curva de tensão-deformação durante a deformação plástica.

2.5 Critérios de ruptura

Dentre os modelos de plasticidade presentes na literatura, destacam-se os modelos *Cam Clay* e Drucker-Prager Modificado (*Cap Model*) por apresentarem uma aproximação mais realista do comportamento do solo. No entanto, para a aplicação destes critérios mais avançados é necessário a definição de um grande número de parâmetros através dos ensaios, o que acaba dificultando a aplicação destes modelos na maioria dos casos [27]. Por conta disso, alguns autores ainda utilizam o critério de Mohr-Coulomb pois é possível a obtenção razoável da representação do solo.

Devido à falta de dados para a definição dos modelos mais avançados, nesta dissertação será adotado o modelo Mohr-Coulomb para representar o comportamento não-linear do solo. As principais características deste modelo são discutidas a seguir.

Critério de Mohr-Coulomb

O critério de falha de Mohr-Coulomb tem sido amplamente utilizado para aplicações geotécnicas. De fato, um grande número de rotinas de cálculo nos projetos da área geotécnica ainda se fundamenta no critério de Mohr-Coulomb [32], [42].

Este critério é derivado de ensaios onde os círculos de Mohr de ruptura são representados, geralmente, em termos das tensões efetivas. Assume-se que existe uma reta tangente aos círculos de Mohr provenientes de ensaios com diferentes tensões iniciais. Esta linha, denominada critério de ruptura de Mohr-Coulomb, é ilustrada na Figura 2.2 e pode ser expressa por:

$$\tau = c' - \sigma'.\tan\phi' \tag{2.19}$$

onde τ é a tensão de cisalhamento, σ' é a tensão normal efetiva (negativa na compressão), c' é a coesão do material, e ϕ' é o ângulo de atrito interno do material.

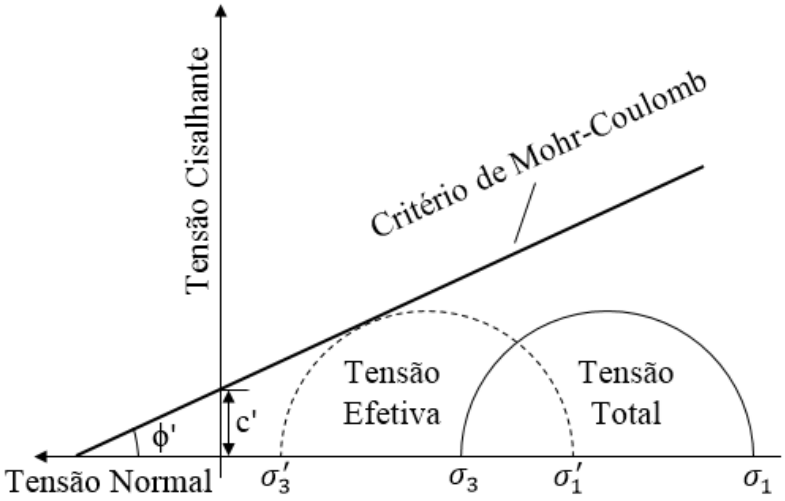


Figura 2.2 – Esquema ilustrativo do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Do círculo de Mohr tem-se que a máxima tensão cisalhante (τ_{max}) e a média das tensões principais máxima e mínima (σ_m), são expressas, respectivamente, por:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \tag{2.20}$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \tag{2.21}$$

Observando as Eqs. (2.19) a (2.21), nota-se que o critério de Mohr-Coulomb assume que a falha é independente do valor da tensão principal intermediária σ_2. No entanto, a falha de materiais geotécnicos típicos geralmente inclui alguma dependência da tensão principal intermediária, mesmo que seja pequena. Ainda assim, o critério de Mohr-Coulomb, mesmo não apresentando tal característica, é considerado acurado o suficiente para a maioria das aplicações [33].

Reescrevendo agora a superfície de escoamento do critério de Mohr-Coulomb, expressa pela Eq. (2.19), em termos dos invariantes de tensões, tem-se:

$$F = R_{mc}q - p\tan\phi - c = 0 \tag{2.22}$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno do material no plano de tensão meridional, c representa a evolução da coesão do material na forma de endurecimento (ou amolecimento) isotrópico, e R_{mc} é uma medida de tensão desviatória de Mohr-Coulomb, definida como:

$$R_{mc}(\Theta,\phi) = \frac{1}{\sqrt{3}\cos\phi}\sin\left(\Theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3}\cos\left(\Theta + \frac{\pi}{3}\right)\tan\phi \tag{2.23}$$

onde Θ é o ângulo polar desviatório, definido como:

$$\cos(3\Theta) = \left(\frac{r}{q}\right)^3 \tag{2.24}$$

2.6 Comportamento drenado e não drenado do solo

Solos saturados de grãos finos (argilas e siltes), quando estão sob ação de um carregamento, normalmente geram um excesso de poro-pressões que fica confinado nos poros devido à baixa permeabilidade. Neste cenário, o solo se comporta de maneira não drenada. No entanto, caso o carregamento seja aplicado em intervalos de tempo

relativamente pequenos, garantindo que não haja a formação de nenhum excesso de poro-pressões no interior do solo, então o solo passa a apresentar comportamento drenado.

Os parâmetros do solo que indicam os comportamentos drenado e não drenado diferem entre si. Estes parâmetros podem ser investigados através de ensaios de compressão triaxial. Conforme descrito por Pinto [29], existem três tipos básicos de ensaios de compressão triaxial, classificados de acordo com as condições de drenagem: ensaio adensado drenado (CD – *Consolidated-drained*), ensaio adensado não drenado (CU – *Consolidated-undrained*) e ensaio não adensado não drenado (UU – *Unconsolidated-undrained*).

2.6.1 Ensaio adensado drenado (CD)

O ensaio do tipo CD se caracteriza pela drenagem constante do corpo de prova. Na primeira etapa do ensaio, aplica-se a pressão confinante, aguardando até o momento em que o corpo de prova adense. Na sequência, eleva-se o carregamento axial bem lentamente de forma que toda a poro-pressão excedente seja capaz de dissipar. Desta forma garante-se que as variações nas tensões totais sejam iguais às variações nas tensões efetivas. A duração do ensaio depende majoritariamente da permeabilidade da amostra de solo. Caso o solo seja muito permeável, o ensaio pode ser realizado em questão de minutos. Por outro lado, o carregamento axial em solos argilosos requer cerca de 20 dias ou mais para ser totalmente aplicado [29].

A Figura 2.3 apresenta os resultados típicos de ensaios CD representados por meio do critério de Mohr-Coulomb. Os parâmetros drenados (ou parâmetros de longo prazo) de resistência do solo obtidos pelo critério de Mohr-Coulomb são a coesão (c') e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ'). Tais parâmetros devem ser utilizados nas análises drenadas para se obter a resposta de longo prazo, por exemplo. Ressalta-se que os valores das tensões utilizados na construção do gráfico da Figura 2.3 são todos expressos em termos das tensões efetivas.

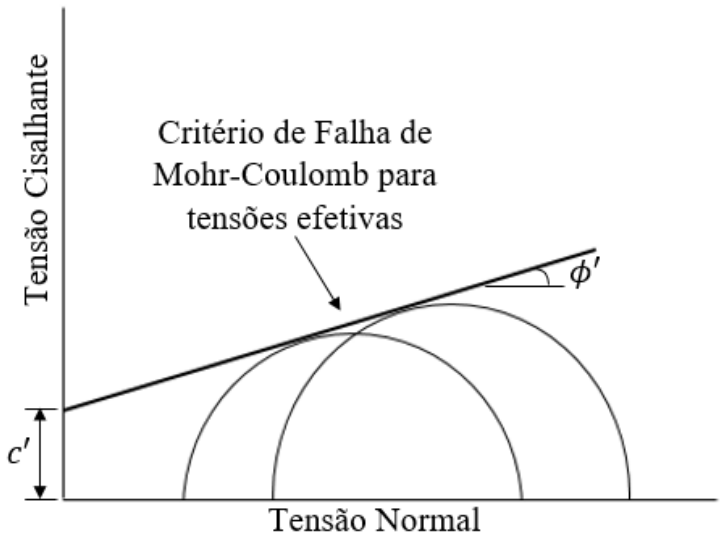


Figura 2.3 – Determinação dos parâmetros drenados de resistência do solo.

2.6.2 Ensaio adensado não-drenado (CU)

Analogamente ao ensaio CD, na primeira etapa do ensaio CU aplica-se a pressão confinante na amostra de solo e espera-se até que o excesso de poro-pressões seja dissipado. No entanto, o carregamento axial neste ensaio é aplicado sem que haja qualquer tipo de drenagem. Esta condição indica que não haverá alteração de volume na amostra de solo. Logo, como não há drenagem, serão geradas poro-pressões no interior do corpo de prova durante a execução do ensaio. Se estas poro-pressões geradas forem medidas ao longo do ensaio, a resistência do solo poderá ser determinada em termos de tensões efetivas. Caso contrário, será possível a determinação dos resultados somente em termos das tensões totais.

Resultados de falha típicos de ensaios CU, para uma argila normalmente adensada, podem ser representados também por meio do critério de Mohr-Coulomb, conforme ilustrado na Figura 2.4. Os parâmetros não drenados (ou parâmetros de curto prazo) de resistência do solo, coesão (c_u) e ângulo de atrito interno ($\phi_u = 0$), são obtidos em termos das tensões totais. Neste caso, o parâmetro c_u representa a resistência não drenada do solo.

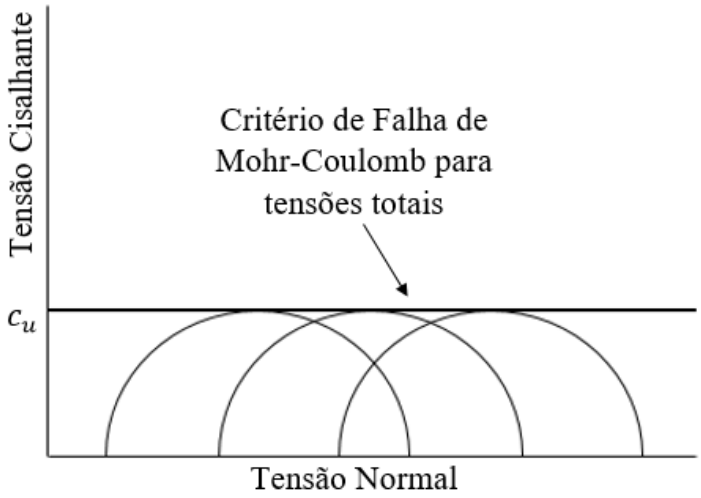


Figura 2.4 – Determinação dos parâmetros não drenados de resistência do solo.

2.6.3 Ensaio não adensado não-drenado (UU)

O ensaio do tipo UU geralmente é empregado quando há a necessidade de resultados rápidos. Neste tipo de ensaio, o corpo de prova é submetido à pressão confinante e, em seguida, aplica-se o carregamento axial sem que se permita qualquer tipo de drenagem. O teor de umidade permanece constante e, caso o corpo de prova esteja totalmente saturado, não ocorrerá nenhuma variação de volume. Normalmente os resultados dos ensaios UU são interpretados em termos das tensões totais.

2.6.4 Análise drenada e não drenada em elementos finitos

De maneira geral, as análises drenadas e não drenadas em elementos finitos se diferem entre si apenas pelo modo com que o carregamento é aplicado no sistema. Por conta disto, tem-se que a velocidade de aplicação da carga é considerada um dos aspectos mais importantes das análises acopladas de tensões e difusão de poro-pressões.

Quando um carregamento é aplicado muito lentamente, o excesso de poro-pressões gerado é dissipado à medida que se aplica a carga e, desta forma, os parâmetros de longo prazo do solo são mobilizados. Já o rápido carregamento não permite tempo suficiente para que as poro-pressões se dissipem, invocando assim o comportamento não drenado do solo. Portanto, conforme destacado por Helwany [32], mesmo com os

parâmetros de longo prazo sendo utilizados para descrever o comportamento do solo, o modelo constitutivo reagirá ao carregamento rápido de maneira não drenada.

Em problemas totalmente não drenados, quando o solo é saturado, este não deve apresentar mudança de volume. Isto é modelado, em solos isotrópicos, igualando-se o coeficiente de Poisson não drenado (ν_u) a 0.5. Como isso causa um erro numérico na matriz constitutiva, é usual a adoção de um valor ligeiramente menor do que 0.5 [42].

Capítulo 3.

Processo de *setup*

A instalação de âncoras torpedo, de um modo geral, provoca mudanças significativas nas tensões e deformações do solo, sobretudo nas regiões próximas à âncora. Durante a cravação da âncora, o solo sofre sucessivas falhas devido às grandes tensões cisalhantes impostas e, por conta disso, suas propriedades físicas se alteram. Neste contexto, solos argilosos e solos arenosos comportam-se de maneira bem distinta e, para o estudo proposto nesta dissertação, serão considerados apenas solos argilosos e, assim, todas as hipóteses e definições apresentadas serão referentes a este tipo de solo.

A perturbação causada na estrutura do solo induz a formação de um excesso de poro-pressões nas vizinhanças da âncora. Este novo campo de poro-pressões influencia diretamente nas tensões efetivas atuantes na interface solo-âncora. Deste modo, as tensões efetivas no solo nesta região são reduzidas e, consequentemente, tanto a força de atrito na interface solo-âncora quanto a capacidade da âncora também sofrem certa redução.

Concluída a instalação da âncora, o solo começa a recuperar sua resistência com o passar do tempo num processo conhecido como *setup.* No entanto, conforme descrito por Schmertmann [17], mesmo após muito tempo, o solo não chega a recuperar a própria resistência original (antes da instalação da âncora) em sua totalidade, mas, ainda assim, pode retornar a valores bem próximos. Conforme apontam Komurka e Wagner [15] e Svinkin [34], o tempo necessário para que o solo retorne às condições de equilíbrio é altamente variável, e depende majoritariamente das propriedades do solo.

Na sequência, o processo de *setup* e os principais mecanismos envolvidos são descritos sob maiores detalhes. Por fim, algumas das metodologias analíticas presentes na literatura para estimar a dissipação do excesso de poro-pressões (gerado no processo de instalação), e também para estimar a capacidade de carga considerando-se os efeitos de *setup* serão apresentadas.

3.1 *Setup* de estacas

Kormurka e Wagner [15], descrevem o *setup* de estacas como o processo onde há um aumento significativo nos valores de capacidade de carga das estacas ao longo do tempo, e evidencia que tal processo pode contribuir de forma significativa para a resposta de longo prazo deste tipo de fundação.

No caso das âncoras torpedo, os efeitos de *setup* não são considerados na fase de projeto. Na prática, um intervalo de tempo de aproximadamente 90 dias após a instalação é considerado adequado para se dar início às operações. Todavia, a consideração dos efeitos de *setup* no projeto de âncoras torpedo apresenta um aspecto importante. Conhecendo os valores da capacidade de carga da âncora para diversos instantes de tempo, é possível apontar com maior precisão qual será o tempo mínimo necessário para se dar início às operações.

O processo de *setup* está predominantemente associado ao aumento da resistência do solo ao redor da âncora. Apesar do mecanismo completo que contribui para o *setup* ainda não ser bem conhecido [14]-[16], sabe-se que a maior contribuição para o *setup* está relacionada primordialmente com a dissipação do excesso de poro-pressões gerado no interior do solo durante a instalação da estaca, e também com o subsequente adensamento do solo.

De acordo com Komurka e Wagner [15], o processo de *setup* pode ser dividido, de maneira geral, em três fases principais, que estão representadas esquematicamente no gráfico da Figura 3.1. Neste gráfico, o eixo das abscissas indica os valores de tempo em escala logarítmica, e no eixo vertical estão os valores da capacidade de carga em função do tempo ($Q(t)$), normalizados com o valor da capacidade em um tempo inicial de referência ($Q(t = t_0)$).

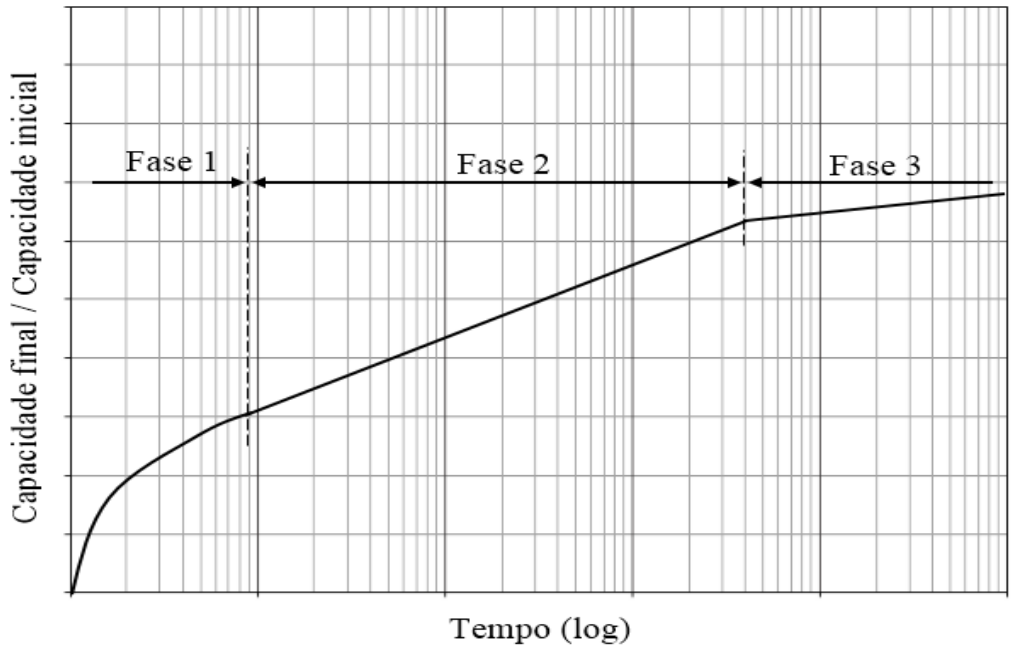


Figura 3.1 – Esquema idealizado das fases de setup.

Na primeira fase do *setup*, conforme indicado na Figura 3.1, as poro-pressões se dissipam rapidamente segundo uma taxa não linear e, por conta disso, há um rápido aumento na capacidade de carga nos primeiros instantes de tempo. Na Fase 2, diferente da primeira, percebe-se uma taxa de dissipação das poro-pressões mais uniforme, ou seja, a dissipação agora passa a se comportar de maneira linear. Por fim, tem-se a Fase 3, a qual abrange todo o espaço de tempo após boa parte do excesso de poro-pressões ter sido dissipado. Nesta última fase, os efeitos de envelhecimento e de tixotropia também podem contar para um *setup* adicional.

A permeabilidade do solo e as perturbações causadas tanto na estrutura como também nas propriedades do solo após a cravação da estaca, são parâmetros que afetam significativamente a taxa de dissipação do excesso de poro-pressões. Portanto, estes fatores influenciam diretamente no comportamento e na duração apresentada nas duas primeiras fases do processo de *setup*.

Na sequência, são descritos os principais mecanismos envolvidos no processo de *setup*: dissipação do excesso de poro-pressões (Fases 1 e 2), efeitos de tixotropia (Fase 3) e efeitos relacionados ao envelhecimento (Fase 3).

3.2 Estado de tensões inicial do solo

Aguiar [27] ressalta que a perturbação no solo, provocada durante o processo de cravação de âncoras torpedo, proporciona mudanças que se refletem não apenas no estado de tensões inicial, mas também gera uma alteração na resistência do solo no entorno da âncora devido ao cisalhamento causado pela penetração, além da deformação do solo sob volume constante (condições não drenadas).

Como mencionado anteriormente, ao término da instalação haverá um excesso de poro-pressões no interior do solo nas proximidades da âncora. A geração deste excesso de poro-pressões é primordialmente devido ao aumento nas tensões totais ao passo que o solo é deslocado para fora [14]. Como o volume de solo deslocado deve ser igual ao volume da âncora, este problema tende a ser mais relevante em âncoras de diâmetros maiores [27].

Sabe-se que a predição da resposta das poro-pressões geradas na instalação de estacas é de natureza bem complexa. Segundo Vyazmensky [30], não há, até o momento, nenhum método evidentemente disponível que seja capaz de considerar a total complexidade da resposta das poro-pressões. Todavia, uma aproximação razoável do problema é possível.

Bergset [14] menciona que as mudanças nas tensões do solo, na região do entorno de uma estaca convencional de corpo cilíndrico, são similares àquelas produzidas pela expansão de uma cavidade cilíndrica. Desta forma é possível utilizar o Método da Expansão de Cavidade (MEC) para aproximar o estado de poro-pressões no instante de tempo imediatamente após a instalação da estaca. Ressalta-se que as regiões mais próximas da ponta da estaca e também da superfície do solo são exceções e não são passíveis da utilização deste método.

No caso das âncoras torpedo, assume-se que o efeito das aletas no processo de instalação é pequeno, visto que o volume das aletas é bem menor do que o corpo cilíndrico da âncora. Sendo assim, nesta dissertação será aplicado o MEC para uma estaca cilíndrica para estimar o estado inicial de tensões no solo ao redor da âncora torpedo. A seguir este método é apresentado com maiores detalhes.

3.2.1 Método da Expansão de Cavidade - MEC

O MEC assume que as deformações induzidas pela instalação das estacas são provenientes da expansão ideal de uma cavidade [14], podendo esta ser de natureza cilíndrica ou esférica. Para predizer as mudanças nas tensões do solo devido às deformações impostas pela expansão da cavidade, este método deve ser acoplado com algum modelo constitutivo que seja capaz de descrever o comportamento do solo.

Randolph e Wroth [35] apresentam uma solução baseada na hipótese da expansão de uma cavidade cilíndrica em um modelo de solo elasto-plástico perfeito. Eles assumem condições de simetria axial e deformações planas, o que implica que apenas deslocamento radial das partículas do solo irá ocorrer. As equações de equilíbrio radial e vertical em termos das tensões totais, para o modelo proposto, são:

$$\frac{\delta \sigma_r}{\delta r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{3.1}$$

$$\frac{\delta \sigma_v}{\delta y} = \gamma_{sub} \tag{3.2}$$

onde γ_{sub} é o peso submerso do solo; σ_r, σ_θ e σ_v são as tensões radial, circunferencial e vertical no solo; e r e y são as distâncias radial e vertical do ponto em análise no solo em relação ao eixo da estaca.

As expressões para calcular as tensões ao redor de uma cavidade expandida são dadas por Hill [36] e Gibson e Anderson [37]. Para uma cavidade expandida de raio igual a zero até o raio externo da estaca (r_0), a variação das tensões radial e circunferencial dentro da zona mobilizada são dadas, respectivamente, por:

$$\Delta\sigma_r = s_u \left[1 + ln\left(\frac{G_{50}}{s_u}\right)\right] \tag{3.3}$$

$$\Delta\sigma_\theta = s_u\left[-1 + ln\left(\frac{G_{50}}{s_u}\right)\right] \tag{3.4}$$

onde s_u é a resistência não drenada do solo; e G_{50} é o módulo de elasticidade transversal a 50% de mobilização.

A relação entre G_{50} e s_u pode ser aproximada através da seguinte expressão empírica (Keaveny e Mitchell [38]):

$$\frac{G_{50}}{s_u} \approx \frac{e^{\left(\frac{137-\mathrm{IP}}{23}\right)}}{\left[1 + \ln\left(1 + \frac{(\mathrm{OCR}-1)^{3.2}}{26}\right)\right]^{0.8}} \tag{3.5}$$

onde IP é o índice de plasticidade do solo; e OCR (*Overconsolidation Ratio*) é a razão de sobreadensamento do solo, obtida pela razão entre tensão de pré-adensamento do solo e tensão efetiva atual.

Nas redondezas da estaca, na região mobilizada, a tensão cisalhante excede a resistência não drenada do solo. O raio da zona mobilizada (*plasticized radius*) é dado por:

$$r_p = r_0\sqrt{\frac{G_{50}}{s_u}} \tag{3.6}$$

Randolph e Wroth [35] estimam o excesso de poro-pressões partindo do princípio que a tensão média efetiva permanece constante sob condições não drenadas. Desta forma, o excesso de poro-pressões se igualará à variação da tensão média total. Logo:

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_v) = s_u\left[ln\left(\frac{G_{50}}{s_u}\right)\right] \tag{3.7}$$

Fora da região mobilizada, o excesso de poro pressões será zero desde que:

$$\Delta\sigma_\theta = -\Delta\sigma_r = s_u \left(\frac{r_p}{r}\right)^2 \tag{3.8}$$

$$\Delta\sigma_v = 0 \tag{3.9}$$

A distribuição do excesso de poro-pressões inicial pode, então, ser escrita como:

$$\Delta u_0 = \begin{cases} 2s_u ln\left(\frac{r_p}{r}\right), & r_0 \leq r \leq r_p \\ 0, & r > r_p \end{cases} \tag{3.10}$$

A Figura 3.2 ilustra o comportamento da distribuição do excesso de poro-pressões ao longo das regiões mobilizada e não mobilizada do solo. Percebe-se que o excesso de poro-pressão será máximo na interface solo-estaca, e diminuirá exponencialmente até chegar ao valor nulo quando $r = r_p$.

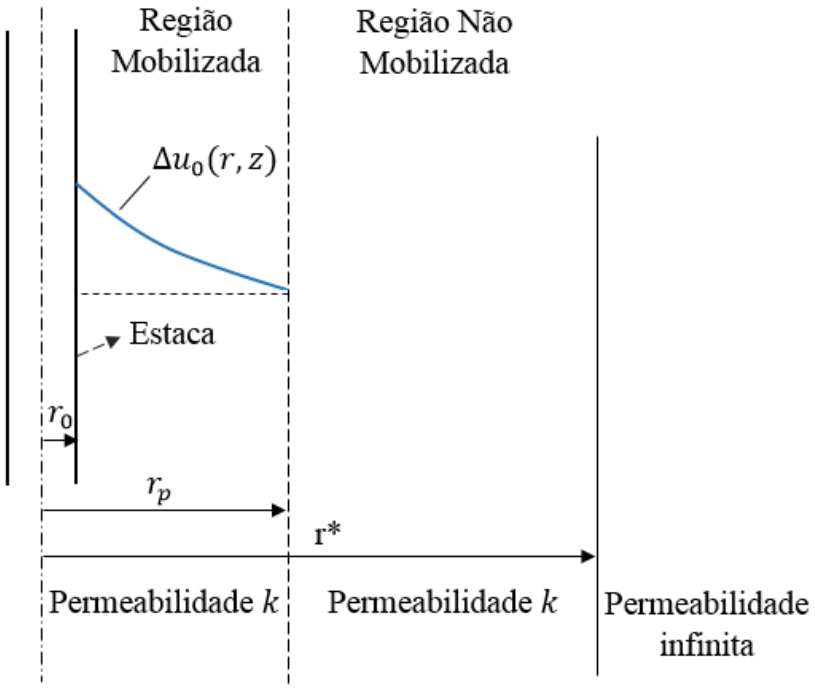


Figura 3.2 – Esquema da função de excesso de poro-pressões inicial no solo.

3.3 Dissipação das poro-pressões

Durante o processo de *setup*, ao passo que as poro-pressões são dissipadas, o solo vai se adensando e as tensões efetivas nas regiões próximas à estaca aumentam e, consequentemente, a resistência lateral da estaca também se eleva.

Para avaliar o processo de adensamento do solo é usual o emprego do grau de adensamento do solo, U, calculado através da seguinte expressão:

$$U = 1 - \frac{\Delta u(t)}{\Delta u_0} \tag{3.11}$$

onde $\Delta u(t)$ é o excesso de poro-pressões no instante de tempo t após a instalação; e Δu_0: excesso de poro-pressões inicial (imediatamente após a instalação).

O adensamento do solo é um processo muito importante e deve ser previsto no projeto de âncoras para plataformas *offshore*. Neste sentido, vários estudos têm sido conduzidos com o intuito de melhorar o entendimento deste fenômeno [27].

Com base nos resultados reportados por diversos autores [12]-[15], [19], [22], [25], pode-se afirmar que o tempo necessário para se concluir o processo de adensamento e a dissipação do excesso de poro-pressões é totalmente dependente das propriedades do solo onde a âncora foi ou será instalada, sobretudo dos parâmetros de permeabilidade. Por conta disso, os valores de tempo necessário para concluir este processo de adensamento do solo podem variar de dias até anos.

A dissipação das poro-pressões está diretamente relacionada com a migração do fluido presente no interior do solo e das tensões provocadas por ele. Logo, uma equação da continuidade é requerida para a fase líquida, equacionando a taxa de aumento da quantidade de líquido armazenada em um ponto do solo com a razão da massa de líquido fluindo através desse mesmo ponto. A dedução desta equação é descrita a seguir.

3.3.1 Equação da continuidade em meios porosos

Considere um volume de controle contendo uma quantidade fixa de matéria sólida. Nesta configuração, diz-se que este volume ocupa um espaço V com superfície S. Na configuração de referência, assume-se que o volume ocupava espaço V^0. Assume-se que o líquido presente nos espaços intermediários da parte sólida pode fluir através deste volume, de forma que, em qualquer instante de tempo, o volume de líquido "livre" (líquido que pode fluir se conduzido por pressão) é escrito como V_w. A massa total do líquido dentro do volume de controle é expressa por [33]:

$$\int_V \rho_w dV_w = \int_V \rho_w n_w dV, \tag{3.12}$$

onde ρ_w é a massa específica do líquido; $n_w \overset{\text{def}}{=} dV_w/dV$ é a razão do volume de líquido livre.

A taxa de variação no tempo da massa total do líquido é dada por:

$$\frac{d}{dt}\left(\int_V \rho_w n_w dV\right) = \int_V \frac{1}{J}\frac{d}{dt}(J\rho_w n_w) dV, \tag{3.13}$$

onde $J \overset{\text{def}}{=} |dV/dV^0|$ é a razão do volume do meio poroso na configuração atual pelo volume na configuração de referência.

A massa de líquido atravessando a superfície S e entrando no volume V, por unidade de tempo, é expressa como:

$$-\int_S \rho_w n_w \mathbf{n} \cdot \mathbf{v}_w dS, \tag{3.14}$$

onde $\mathbf{v}_w$ é a velocidade de percolação; e $\mathbf{n}$ é o vetor normal apontado para fora da superfície S.

Equacionando a adição da massa de líquido através da superfície S com a taxa de variação da massa do líquido dentro do volume V, obtém-se a equação da continuidade da massa de líquido:

$$\int_V \frac{1}{J}\frac{d}{dt}(J\rho_w n_w)dV = -\int_S \rho_w n_w \mathbf{n}\cdot\mathbf{v}_w dS \tag{3.15}$$

Utilizando o teorema da divergência e, devido ao fato do volume ser arbitrário, obtém-se a seguinte equação pontual:

$$\frac{1}{J}\frac{d}{dt}(J\rho_w n_w) + \frac{\partial}{\partial \mathbf{x}}\cdot(\rho_w n_w \mathbf{v}_w) = 0 \tag{3.16}$$

3.3.2 Comportamento constitutivo do fluxo de fluido

O comportamento do fluxo de fluido é governado ou pela Lei de Darcy [29], [32] ou pela Lei de Forchheimer [33]. A primeira delas é geralmente aplicável para fluxo de fluido com velocidades baixas, enquanto a outra é comumente usada para situações mais turbulentas. Ressalta-se que a Lei de Darcy pode ser pensada como sendo uma versão linearizada da Lei de Forchheimer.

Como o problema a ser resolvido nesta dissertação envolve a dissipação do excesso de poro-pressões em solos argilosos (baixas permeabilidades) não drenados, as velocidades envolvidas no fluxo de fluidos tendem a ser bem reduzidas. Então, neste caso, adota-se a Lei de Darcy para descrever o comportamento do fluxo de fluidos.

A Lei de Darcy afirma que, sob condições uniformes, a taxa de fluxo volumétrico do líquido através de uma unidade de área do meio poroso ($sn\mathbf{v}_w$), é proporcional ao negativo do gradiente da carga piezométrica. Assim:

$$sn\mathbf{v}_w = -\mathbf{k}\cdot\frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{x}} \tag{3.17}$$

$$\phi \stackrel{\text{def}}{=} z + \frac{u_w}{\rho_w g}$$

onde s é a saturação do solo; n é a porosidade do solo; $\mathbf{k}$ é a permeabilidade do meio poroso totalmente saturado; ϕ é a carga piezométrica; z é a elevação acima de um ponto de referência; g é a aceleração da gravidade; e u_w é a poro-pressão do fluido líquido.

Assumindo que g é constante em magnitude e direção, o gradiente da carga piezométrica é calculado como:

$$\frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{x}} = \frac{1}{\rho_w g}\left(\frac{\partial u_w}{\partial \mathbf{x}} - \rho_w \left(\frac{-g\partial z}{\partial \mathbf{x}}\right)\right) \tag{3.18}$$

Sabendo que o meio poroso está totalmente saturado (o que implica em $n_w = sn$), e assumindo que o fluxo do fluido seja representado pela Lei de Darcy, pode-se, então, introduzir as Eqs. (3.17) e (3.18) na equação da continuidade, Eq. (3.15). Assim:

$$\frac{1}{J}\frac{d}{dt}(J\rho_w n_w) - \frac{\mathbf{k}}{g}\frac{\partial}{\partial \mathbf{x}} \cdot \left(\frac{\partial u_w}{\partial \mathbf{x}} - \rho_w \left(\frac{-g\partial z}{\partial \mathbf{x}}\right)\right) = 0 \tag{3.19}$$

3.3.3 Estimando a dissipação das poro-pressões

Para uma estaca de grande comprimento, que está instalada em uma argila a uma distância relativamente grande do leito marinho ou de uma camada permeável de solo, uma aproximação razoável é assumir que a dissipação do excesso de poro-pressões seja puramente na direção radial. Desta forma, o excesso de poro-pressões se distribuirá dentro de um grande volume de solo enquanto é dissipado radialmente para longe da estaca, resultando em uma redução no excesso de poro-pressões.

Whittle [39], apresenta um método de cálculo para estimar a dissipação do excesso de poro-pressões gerado no interior do solo após a aplicação do MEC na interface solo-estaca. Para este método utilizam-se curvas de grau de adensamento *vs*. fator de tempo, conforme ilustrado na Figura 3.3. No entanto, o uso desta aproximação apresenta uma

limitação: o solo deve apresentar necessariamente valores de OCR entre 1 e 4. Acredita-se que este intervalo é considerado apropriado para a maioria das condições de solo onde as âncoras torpedos são utilizadas pois geralmente se trata de solos argilosos normalmente adensados (OCR = 1) ou levemente sobreadensados [3], [4], [13]-[18], [22], [24], [26].

De acordo com Pinto [29], a teoria de adensamento unidimensional é baseada nas seguintes hipóteses:

- O solo é homogêneo e totalmente saturado;
- A compressão é unidimensional;
- O fluxo de permeação é restrito a uma única direção (apenas direção radial é considerada);
- As partículas sólidas e o fluido presente no interior do solo são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- O fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- O coeficiente de permeabilidade para uma camada específica de solo é constante.

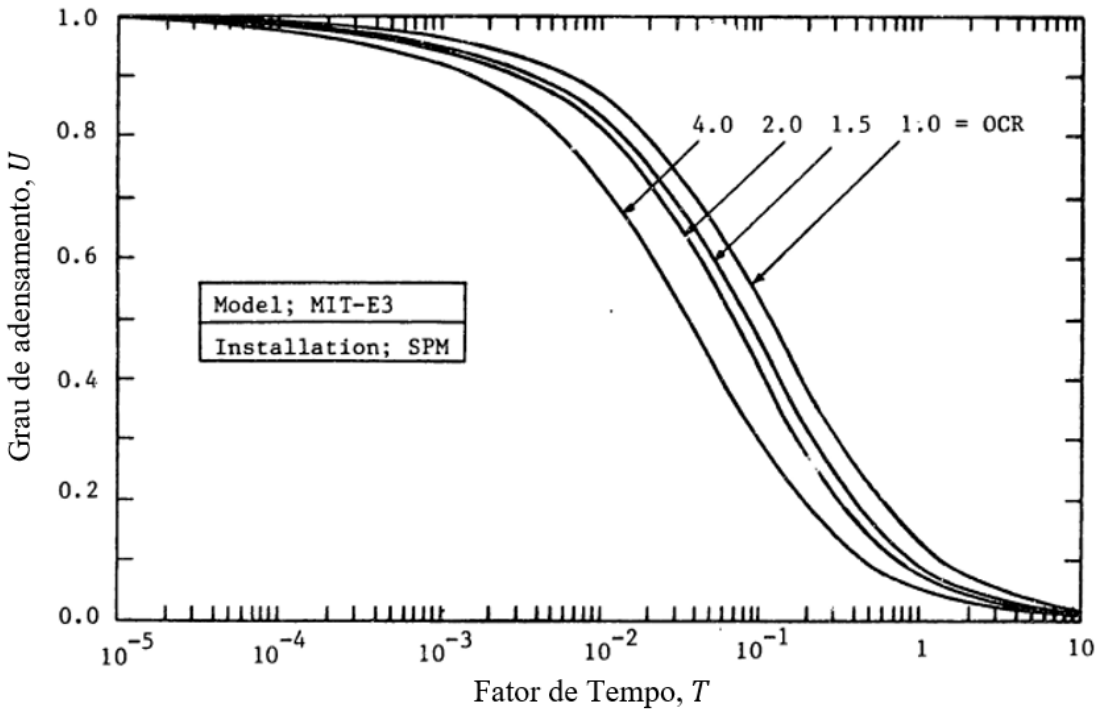


Figura 3.3 – Predição da dissipação das poro-pressões na interface da estaca [39].

Note que o grau de adensamento indicado na Figura 3.3 não é expresso da mesma forma que a Eq. (3.11), onde o adensamento completo do solo é atingido quando $U = 1$.

Uma vez selecionado o devido fator de tempo, $T(U)$, a partir do gráfico da Figura 3.3, o tempo necessário para se atingir um determinado grau de adensamento do solo pode ser calculado como:

$$t(U) = \frac{T(U)}{\left(1 + \frac{2K_0}{3}\right) \cdot \sigma'_{v0} \cdot \left(\frac{k_h}{\gamma_w}\right)} \cdot r_e^2 \tag{3.20}$$

onde $T(U)$ é o fator de tempo para estacas de ponta fechada [39] em função do grau de adensamento do solo; K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso; σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva do solo nas condições *in situ* (antes da instalação da estaca); k_h é o coeficiente de permeabilidade horizontal; e γ_w é o peso específico do fluido.

Existem diversas formulações analíticas presentes na literatura para se estimar o valor do coeficiente de empuxo em repouso do solo e, nesta dissertação, assumiu-se a seguinte relação:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \tag{3.21}$$

onde ν é o coeficiente de Poisson do solo.

Com base no grau de adensamento do solo, Eq. (3.11), o excesso de poro-pressões, Eq. (3.10), e subsequentemente a tensão radial efetiva, σ'_r, podem ser calculados em função do tempo através das seguintes equações:

$$\Delta u(t = 0) = 2 \cdot s_u \cdot \ln \frac{r_p}{r_0} \tag{3.22}$$

$$\Delta u(t) = U \cdot \Delta u(t = 0) \tag{3.23}$$

$$\sigma'_r(t) = s_u\left(1 + 2 \cdot \ln\frac{r_p}{r_0}\right) - \Delta u(t) + \sigma'_{v0} \cdot K_0 \quad (3.24)$$

3.4 Tixotropia

Os efeitos de tixotropia apresentam certo grau de importância no campo da Mecânica dos Solos [29]. Bergset [14] descreve a tixotropia como um efeito geotécnico que envolve o aumento da resistência do solo ao longo do tempo sob tensão efetiva e volume constantes. Portanto, estes efeitos podem conferir um aumento na capacidade de carga das estacas mesmo após todo o excesso de poro-pressões ter sido dissipado por completo.

Seng e Tanaka [31] explicam o fenômeno de endurecimento tixotrópico, de forma simplificada, como o processo em que há o retorno para um estado de resistência coesiva maior, após ocorrer certa perturbação no solo. Este processo é totalmente dependente do tempo e acontece sob condições de teor de umidade e volume constantes. Além disso, esta recuperação da resistência coesiva do solo pode ser total ou parcial dependendo das suas propriedades.

As argilas são materiais tixotrópicos, o que significa que durante a instalação das âncoras torpedo as partículas do solo são rearranjadas, resultando em uma perda na ligação química entre estas partículas. Ao final da instalação, essas ligações são recuperadas progressivamente com o passar do tempo. Este processo resultará no aumento da resistência da argila, o qual ocorre de forma independente do aumento da resistência devido à dissipação das poro-pressões. Ressalta-se que este mecanismo pode ser relativamente rápido para alguns solos e, por conta disso, resultará numa recuperação da resistência do solo bem mais rápida do que quando for considerado somente o adensamento do solo e a dissipação das poro-pressões.

Segundo Bergset [14], geralmente assume-se que o ganho de resistência através da tixotropia e da dissipação das poro-pressões ocorram de forma independente umas das outras. Todavia, estes dois processos não podem ser considerados aditivos, uma vez que a interação entre tixotropia e tensão efetiva ainda é desconhecida.

Baseado na revisão da literatura disponível, ainda não há um método generalizado para combinar os efeitos de tixotropia e adensamento. Destaca-se que a aproximação mais

comum é selecionar a capacidade de carga da âncora para um tempo t como o valor máximo das capacidades determinadas individualmente pela dissipação das poro-pressões e pela tixotropia.

3.5 Envelhecimento e demais efeitos

Bergset [14] ressalta que diversos testes realizados em estacas evidenciam que suas respectivas capacidades de carga podem continuar se elevando mesmo após todo o excesso de poro-pressões ter sido completamente dissipado. Parte desse aumento é devido aos efeitos de tixotropia, como discutido no subitem anterior, e a outra parte compreende um aumento adicional nas tensões total e efetiva devido a efeitos de compressão secundária (*creep*). Esta compressão secundária corresponde a uma mudança no volume do solo argiloso causada pelo rearranjamento das partículas sólidas na sua estrutura. Normalmente esses efeitos de compressão secundária são referidos como efeitos de envelhecimento (*aging effects*).

Esses efeitos de envelhecimento acontecem em solos que foram recentemente danificados e/ou perturbados sob condições de tensões efetivas constantes. Devido a esta característica, os efeitos de envelhecimento só passarão a contribuir para o processo de *setup* justamente quando todo o excesso de poro-pressões tiver dissipado, que é exatamente quando o solo estará sob um estado de tensões efetivas constante.

De forma a ilustrar o impacto dos efeitos de envelhecimento, na Figura 3.4 são apresentados os resultados de uma pesquisa realizada pelo Instituto Geotécnico da Noruega (*Norwegian Geotechnical Institute*) [17]. Nessa pesquisa, todas as estacas possuíam propriedades idênticas e foram instaladas num mesmo tipo solo.

No gráfico da Figura 3.4, cada ponto representa o resultado individual da capacidade de carga máxima para cada uma das estacas cravadas em um determinado solo sobreadensado ($OCR > 1$). Para capturar os efeitos de *setup*, o carregamento foi aplicado em instantes de tempo distintos para cada uma das estacas. Segundo descrito por Schmertmann [17], a instrumentação utilizada indicou que as tensões efetivas na interface horizontal solo-estaca se tornaram constantes cerca de seis dias após a cravação da estaca, ou seja, todo o excesso de poro-pressões já havia dissipado por completo. A tendência dos pontos no gráfico mostra claramente um aumento na capacidade de carga das estacas

sob tensão efetiva constante. Os dados mostraram um aumento de aproximadamente 30% na capacidade de carga da estaca em torno de 25 dias após as tensões efetivas terem se tornado constantes.

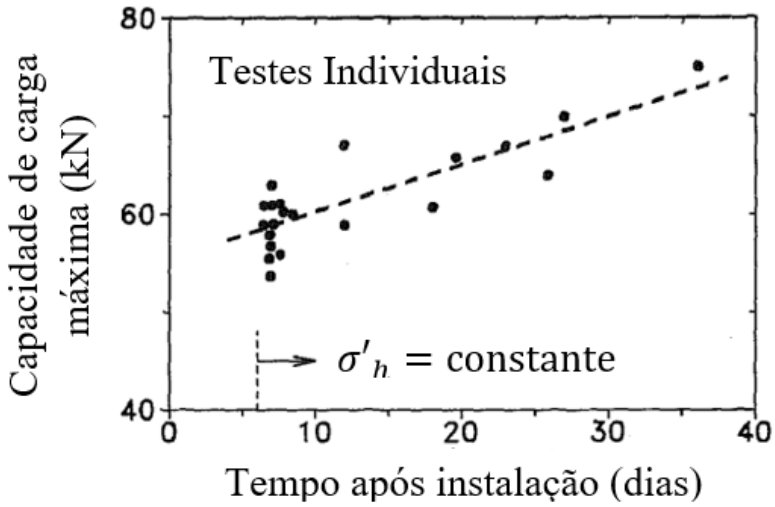


Figura 3.4 – Evolução da capacidade de carga das estacas sob tensões efetivas constantes (adaptado de [17]).

3.6 Estimando a capacidade de carga de âncoras torpedo

No dimensionamento de fundações que utilizam estacas, alguns fatores devem ser considerados: diâmetro, penetração, espessura da parede, forma geométrica da ponta, geometria da seção transversal, localidade, resistência do material, método de instalação, e outros parâmetros que possam ser considerados apropriados [23]. Estes fatores estão diretamente ligados na determinação da capacidade de carga das âncoras.

Aguiar [27] destaca que as âncoras do tipo torpedo, ao contrário das estacas regulares, não possuem um comportamento possível de ser estudado por meio de métodos analíticos ou simplificados para a maioria das situações de carregamento. No entanto, a resposta da âncora torpedo quando submetida a um carregamento vertical entra como exceção neste contexto e, para esta condição de carregamento, o uso das expressões propostas pela API-RP-2A [23] tem se mostrado adequado, segundo aponta Sousa *et al.* [2].

A capacidade de carga de âncoras torpedo pode ser calculada como a soma de duas parcelas, sendo a primeira referente à resistência total lateral proporcionada pela

fricção entre o solo e a área lateral da âncora, e a segunda parcela referente à resistência total de base. Caso o carregamento seja de compressão, a resistência de base também pode ser chamada de resistência de ponta e, quando o carregamento for de tração, a resistência de base também é referida como resistência de topo.

Algumas relações empíricas foram propostas para estimar ou predizer o *setup* de estacas de corpo cilíndrico fundamentadas no Método da Expansão de Cavidade, conforme destacado por Komurka e Wagner [15] e Vyazmensky [30]. Estas relações empíricas, no entanto, são limitadas a aplicações bem específicas e variam entre si conforme o grau de complexidade e abrangência. Isso se deve ao fato de que essas relações foram baseadas na determinação de resistências combinadas (lateral e base), interdependência de variáveis previamente calculadas ou assumidas, do tipo de solo considerado, e também pela complexidade dos mecanismos contribuindo para *setup*.

Na sequência são apresentadas algumas das formulações analíticas utilizadas para predizer a resposta de estacas convencionais considerando os efeitos de *setup*, as quais foram julgadas adequadas para aproximar os resultados das âncoras torpedo sem aletas. Adicionalmente, a metodologia da API-RP-2A também é descrita sob detalhes.

3.6.1 Formulações empíricas

Algumas relações empíricas foram propostas para quantificar o processo de *setup* de estacas. A relação empírica mais popular dentre elas foi apresentada por Skov e Denver [40], onde o processo de *setup* é modelado como sendo linear em relação ao logaritmo do tempo. Os autores propuseram a seguinte relação empírica semi-logarítmica para descrever o *setup*:

$$\frac{R_u(t)}{R_0} = 1 + A \cdot log\left(\frac{t}{t_0}\right) \tag{3.25}$$

onde $R_u(t)$ é a capacidade de carga num instante de tempo t após a instalação; R_0 é a capacidade de carga no instante de tempo t_0; A é o fator que depende do tipo do solo; e t_0 é o valor empírico de tempo medido em dias.

Na Eq. (3.25), o valor de t_0 corresponde ao tempo em que a taxa de dissipação do excesso de poro-pressões passa a ser uniforme. De acordo com Komurka e Wagner [15],

na prática, são necessárias múltiplas determinações de capacidade de carga para estimar o valor preciso de t_0. No entanto, o intervalo de tempo entre 1 a 2 dias é considerado uma aproximação razoável para t_0.

O parâmetro A deve ser previamente assumido, calculado a partir de dados de campo ou obtido das relações empíricas na literatura. De acordo com Komurka e Wagner [15], o parâmetro A apresenta valores típicos que variam entre 0,2 e 0,8, mas outros valores também podem ser calibrados para este parâmetro. Ressalta-se ainda que a determinação deste parâmetro também é função do tempo arbitrado para t_0, sendo dependentes um do outro.

Como na maioria dos problemas geotécnicos a prática é utilizar o valor da capacidade de carga imediatamente após a instalação da estaca, Svinkin e Skov [41] derivaram uma nova formulação, baseada na Eq. (3.25), para quantificar os efeitos de *setup* na capacidade de carga de estacas instaladas em solos coesivos. A fórmula, em função da escala logarítmica do tempo, é escrita como:

$$\frac{R_u(t)}{R_{EOD}} - 1 = B \cdot [log_{10}(t) + 1] \tag{3.26}$$

onde $R_u(t)$ é a capacidade de carga em um instante de tempo t; R_{EOD} é a capacidade de carga imediatamente após a instalação; e B é o fator que depende do tipo de solo.

O tempo é calculado em dias após a instalação da estaca. O tempo inicial considerado para o cálculo de R_{EOD} é assumido como 0,1 dias (2,4 horas), que afeta de forma insignificante o aumento da capacidade de carga neste ponto, mas dá a oportunidade de utilizar a escala de tempo logarítmica.

De acordo com os resultados das diversas análises apresentados por Svinkin e Skov [41], o fator B apresentou valores que variavam entre 1,6 e 3,5 para os diferentes tipos de solos argilosos considerados. No entanto, este parâmetro pode ser calibrado para atender as características das análises.

Ambas as relações empíricas apresentadas foram desenvolvidas utilizando-se dados de capacidade de carga combinadas, ou seja, a soma da capacidade lateral com a capacidade de base da estaca.

3.6.2 Metodologia analítica baseada no método-α (API)

Segundo a API-RP-2A [23], a capacidade de carga última de estacas (Q_d) deve ser determinada através da seguinte equação:

$$Q_d = Q_f + Q_p = f A_s + q_p A_p \tag{3.27}$$

onde Q_f é a capacidade de carga lateral; Q_p é a capacidade de carga de base; f é o coeficiente de capacidade de carga lateral; q_p é o coeficiente de capacidade de carga de base; A_s é a área lateral total da estaca; e A_p é a área de base total da estaca.

Para estacas instaladas em solos coesivos, o coeficiente de capacidade lateral, f, em qualquer ponto ao longo do comprimento da estaca pode ser calculado como:

$$f = \alpha \cdot s_u \tag{3.28}$$

O cálculo do coeficiente de capacidade lateral por meio da Eq. (3.28) caracteriza o chamado método-α da API [23]. Basicamente, multiplica-se o valor da resistência não drenada (s_u) num determinado ponto do solo por um fator adimensional, α, que é obtido através das seguintes relações:

$$\alpha = \begin{cases} 0.5\psi^{-0.5}, \ \psi \leq 1.0 \\ 0.5\psi^{-0.25}, \ \psi > 1.0 \end{cases} \tag{3.29}$$

$$\psi = \frac{s_u}{p'_0} \tag{3.30}$$

onde p'_0 é a tensão efetiva radial de adensamento. Ressalta-se ainda que o fator α também possui a restrição de que seu valor não deve ser maior do que 1, ou seja, $\alpha \leq 1.0$.

No cálculo da resistência total de base de estacas em solos coesivos, o coeficiente de capacidade de base, q_p, pode ser assumido como:

$$q_p = 9 \cdot s_u \tag{3.31}$$

Para compatibilizar o cálculo da capacidade de carga última através do método-α com as equações do método da expansão de cavidade cilíndrica, é necessário que a tensão efetiva radial de adensamento, p'_0, ao longo do comprimento da estaca, seja obtida pela soma da variação da tensão efetiva radial, Eqs. (3.22) a (3.24), com o valor das tensões efetivas radiais do solo nas condições *in situ*. Logo:

$$p'_0(t) = s_u \left(1 + 2 \cdot \ln \frac{r_p}{r_0}\right) - \Delta u(t) + \sigma'_{v0} \cdot K_0 \tag{3.32}$$

$$\Delta u(t) = U \cdot 2 \cdot s_u \cdot \ln \frac{r_p}{r_0}$$

onde K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso, calculado por meio da Eq. (3.21); σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva do solo nas condições *in situ* (antes da instalação da estaca); r_p é o raio da região mobilizada do solo; r_0 é o raio da estaca; s_u é a resistência não drenada do solo; e U é o grau de adensamento do solo, obtido indiretamente através da Eq. (3.20).

Segundo Karlsrud [45], a capacidade de carga axial de uma estaca pode ser obtida calculando-se a resistência ao cisalhamento ao longo de toda a estaca em função do tempo e da tensão radial efetiva. Assume-se que a tensão radial efetiva ao longo da estaca pode ser multiplicada por um fator, f_{cons}, com valor entre 0,2 e 0,4, de acordo com a seguinte expressão:

$$f_{cons} \cdot \sigma'_r(U) = s_u(U) \tag{3.33}$$

onde $\sigma'_r(U)$ é a tensão radial efetiva em função do grau de adensamento do solo; e $s_u(U)$ é a resistência não drenada do solo em função do grau de adensamento do solo.

Durante as análises constatou-se que, quando era aplicado um fator igual a 0,2 sob os resultados calculados para as tensões radiais efetivas em 100% de adensamento, os valores encontrados eram muito superiores aos da resistência não drenada do solo intacto. Portanto, concluiu-se que os valores dos fatores recomendados por Karlsrud [45] não se aplicam para o presente caso em estudo.

Para contornar o problema, uma aproximação similar foi utilizada, onde o fator f_{cons} foi calibrado sobre a resistência não drenada referente a um grau de adensamento do solo igual a 100%. Para este caso, assumiu-se que a resistência não drenada do solo totalmente adensado, que governa a capacidade de carga lateral última da estaca, é igual àquela recomendada pelo método-α da API [23]. Então, igualando-se as Eqs. (3.28) e (3.33), é possível obter a seguinte expressão para o fator calibrado:

$$f_{cons_calib} = \frac{\alpha \cdot s_u}{\sigma'_r(U = 100\%)} \tag{3.34}$$

Capítulo 4.
Modelagem Numérica

Neste capítulo, será apresentada a metodologia utilizada nas análises numéricas conduzidas nesta dissertação. A metodologia adotada baseia-se no cálculo numérico através do Método dos Elementos Finitos (MEF) [42].

Diferente das estacas regulares, a maioria das situações de carregamento da âncora do tipo torpedo ainda não possui um comportamento possível de ser estudado através de métodos analíticos ou simplificados. A exceção é o caso em que a âncora é submetida a um carregamento na direção axial. Neste cenário, o uso das expressões propostas pela API-RP-2A [23] são consideradas adequadas [27]. Devido à complexidade do problema, a modelagem através do MEF permite uma melhor representação da interação solo-estrutura.

A análise geotécnica conduzida por meio de modelos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) é realizada através da determinação da capacidade de carga da âncora pelas curvas de carga *vs.* deslocamento. De um modo geral, a âncora torpedo possui comportamento similar a uma estaca curta, que é definido por uma predominância de deslocamento de corpo rígido (giro) com uma pequena parcela de flexão [27].

A análise geotécnica deste tipo de fundação tende a apresentar uma curva com comportamento assintótico, cujo limite corresponde à capacidade de carga da âncora. Atualmente a prática comum no projeto de âncoras torpedo determina a obtenção da capacidade de carga através desta assíntota da curva ou pela maior carga atingida. O atual critério da capacidade de carga também limita esta carga última ao deslocamento de 10% do diâmetro equivalente da âncora (diâmetro do corpo da âncora mais os comprimentos das aletas) [27]. Logo, caso o valor da carga máxima encontrada estiver relacionado a um deslocamento maior que o limite admissível, o valor da capacidade de carga é referente a este limite de deslocamento.

Tal critério é utilizado para que não sejam adotadas capacidades de carga referentes a deslocamentos excessivos, principalmente pelo fato dos modelos numéricos apresentarem possível convergência para grandes deslocamentos. Conforme enfatizado

por Aguiar [27], existem outros métodos para a obtenção da capacidade de carga de estacas a partir das curvas de carga *vs.* deslocamento, baseados na variação de rigidez do solo ao longo da curva.

Para a modelagem numérica utilizou-se o *software* comercial de elementos finitos Abaqus/CAE® [43]. A escolha deste *software* para a execução das análises numéricas se deu, majoritariamente, pelo simples fato de haver uma biblioteca interna exclusiva para a modelagem de uma grande diversidade de problemas geotécnicos. Dentre as propriedades e funcionalidades de interesse, pode-se destacar:

1. Habilidade de modelar a distribuição transiente das poro-pressões no interior de meios porosos (solos);
2. Representação do processo de adensamento ou da deformação de solos associada com a redistribuição das poro-pressões ao longo do tempo;
3. Capacidade de modelar a interação de contato entre solo e âncora;
4. Suporta uma variedade de modelos constitutivos para representar o comportamento dos solos, incluindo o modelo de Mohr-Coulomb.

A seguir são descritos os principais parâmetros e hipóteses empregados na elaboração dos modelos numéricos.

4.1 Visão geral

De um modo geral, as análises numéricas foram realizadas por meio de quatro modelos sequenciais, sendo os três primeiros modelos responsáveis por obter os dados referentes ao estado de tensões inicial do solo no instante imediatamente após a instalação da âncora, e o último deles é o modelo principal. A necessidade desse número de modelos foi devido à natureza e a complexidade das análises numéricas, onde cada modelo foi calibrado para que os resultados convergissem e pudessem ser importados de um modelo para o outro de forma coerente. Assim, os modelos podem ser classificados de acordo com as suas finalidades da seguinte maneira:

- Modelo 1: Equilíbrio geostático das condições do solo *in situ*;
- Modelo 2: Aplicação do MEC cilíndrica;
- Modelo 3: Compatibilização dos resultados do MEC para uma nova malha de elementos finitos regular;

- Modelo 4: *Setup* e avaliação da capacidade de carga da âncora torpedo.

Como a resposta não drenada da âncora torpedo em solo argiloso é um problema elasto-plástico com material incompressível, é necessária a adoção de um tipo de elemento que previna o travamento volumétrico para a obtenção de respostas confiáveis. Este tipo de elemento também deve ser capaz de estar submetido a grande distorção, já que as regiões próximas ao topo da âncora apresentam grande plastificação e consequente deformação da malha [27]. De acordo com Dassault Systèmes [33], os elementos presentes no Abaqus/CAE® que possuem técnica de integração reduzida apresentam melhor desempenho na modelagem de materiais incompressíveis e análises envolvendo flexão, pois previnem o travamento do elemento.

Visando atender todas as exigências descritas, todos os modelos foram construídos por meio de elementos sólidos contínuos isoparamétricos tanto para a representação da âncora quanto do solo. Além disso, como a âncora torpedo considerada não possui aletas nas laterais, e o carregamento aplicado é exclusivamente na direção axial, o problema se caracteriza como axissimétrico e, então, foram utilizados elementos axissimétricos no modelo. Segundo Dassault Systèmes [33], estes elementos apresentam a capacidade de representar o comportamento dos materiais tanto em análises lineares quanto em análises complexas e não lineares envolvendo contatos, plasticidade e grandes deformações.

Os graus de liberdade dos elementos são variáveis fundamentais calculadas durante as análises. Além dos graus de liberdade de deslocamentos e rotações, os elementos utilizados na modelagem do solo devem apresentar um grau de liberdade adicional para armazenar os valores das poro-pressões.

De maneira geral, os modelos elaborados consistem de um cilindro sólido que envolve a âncora para simular o solo. Este cilindro deve apresentar dimensões suficientes para que os efeitos de extremidades (condições de contorno) não interfiram na resposta da âncora. Uma visão geral do modelo principal, contendo ambos solo e âncora, é apresentada na Figura 4.1.

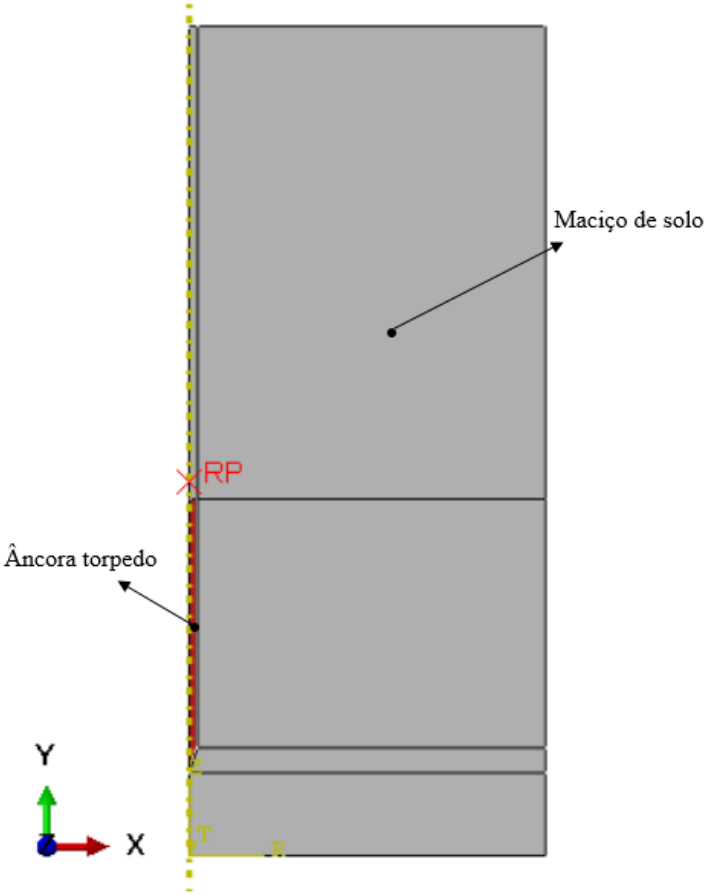


Figura 4.1 – Visão geral do modelo.

4.2 Modelagem do solo

Para efeito de modelagem e para evitar a influência das condições de contorno na resposta da âncora, considerou-se o solo como um grande cilindro com diâmetro igual a 20 vezes o diâmetro externo da âncora (D_a). Esta dimensão foi obtida através de uma avaliação da resposta da âncora submetida a um carregamento no topo para diferentes valores de diâmetro do modelo, cujo estudo é apresentado por Aguiar [44].

Conforme indicado na Figura 4.2, a altura total do modelo é dada pela soma da profundidade de penetração do topo da âncora (H_p), do comprimento total da âncora (L_a) e do comprimento de solo entre a ponta da âncora e a base do modelo (H_a). Segundo Aguiar [44], o comprimento H_a deve ser adotado igual a 5 metros, pois assim evitará as influências da condição de contorno da base do modelo nos resultados das análises numéricas.

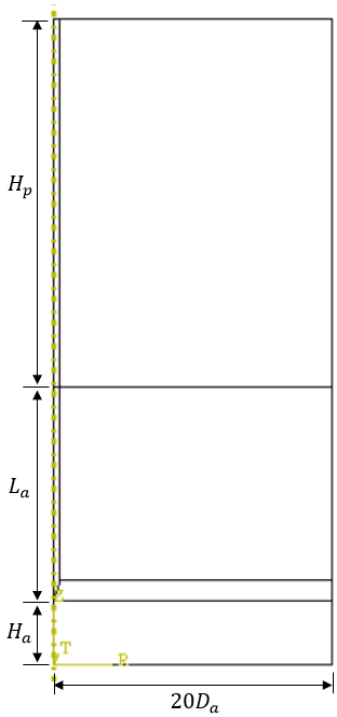


Figura 4.2 – Principais dimensões do modelo.

A malha de elementos finitos empregada na modelagem do solo é composta por 14.351 elementos e foi gerada na própria interface gráfica do Abaqus/CAE [43]. De maneira geral, os elementos possuem faces com dimensões de 10 cm nas regiões próximas da âncora, onde há maior tendência de ocorrer plastificação destes elementos, e variam entre 50 cm e 80 cm nas regiões mais afastadas havendo uma transição suave nas dimensões. Na Figura 4.3, são apresentadas as regiões de diferentes densidades de malha do modelo.

A base do modelo possui restrição nos movimentos em todas as direções, e a extremidade lateral direita tem apenas os movimentos na direção radial restringidos. A razão para permitir o deslocamento na direção vertical neste limite é a aplicação do peso próprio do solo. Caso estes movimentos não fossem permitidos, resultaria em problemas de convergência no passo da análise em que se realiza o equilíbrio geostático. Por se tratar de um modelo axissimétrico, existe um eixo de simetria na lateral esquerda do modelo (indicado pela linha pontilhada em amarelo na Figura 4.2), para simular o comportamento axissimétrico.

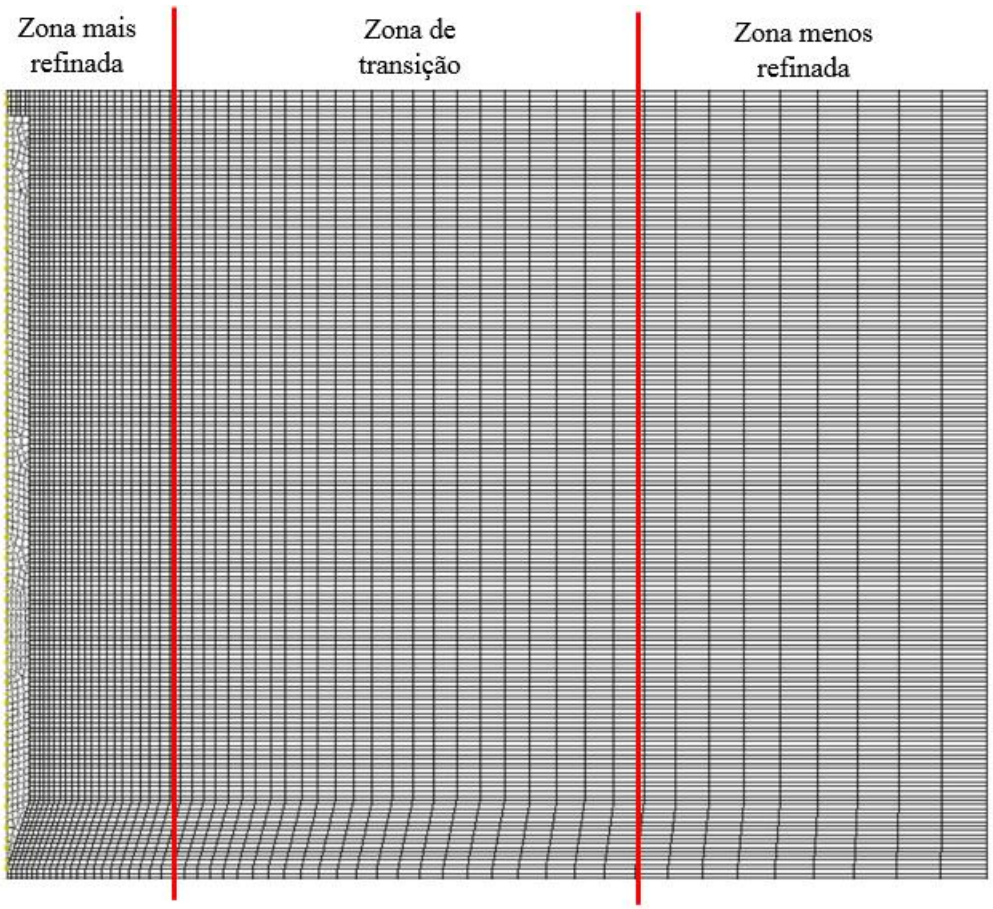


Figura 4.3 – Densidade da malha do solo.

4.3 Interação solo-âncora

A interface solo-âncora é modelada através de pares de superfícies de elementos finitos referenciadas como mestre e escrava. Para a definição deste tipo de contato, é preciso definir quais elementos irão compor, respectivamente, a superfície mestra e a superfície escrava. Assume-se que a superfície mestra é aquela que se move em direção à superfície escrava e é, em geral, a mais rígida dentre elas. Deste modo, no modelo proposto, a superfície mestra é representada pela superfície externa da âncora torpedo em contato com o solo e a superfície escrava pela superfície do solo que está em contato com a âncora. A Figura 4.4 apresenta o par de superfícies (destacado em vermelho), que representam o contato entre solo-âncora.

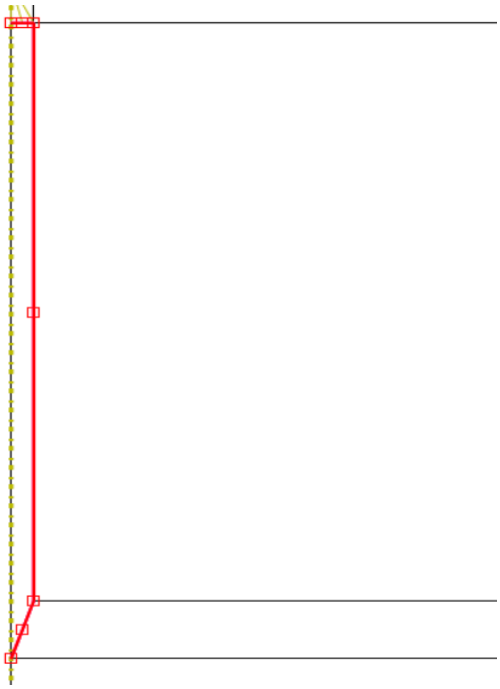


Figura 4.4 – Interface de contato solo-âncora.

A discretização do contato utilizada é do tipo superfície-superfície. Neste tipo de discretização, cada restrição de contato é formulada com base em uma integral sobre a região ao redor do nó da superfície escrava, conforme ilustrado na Figura 4.5. É importante ressaltar que, para se obter melhor performance e acurácia, é desejável que a superfície escrava seja mais refinada do que a superfície mestra. Além disso, existe a restrição de que os elementos da superfície escrava não podem penetrar nos elementos da superfície mestra, porém o inverso pode ocorrer.

Outro aspecto importante na análise diz respeito à permeação entre os materiais, ou seja, se haverá ou não o fluxo de fluidos entre o solo e âncora. Como o grau de liberdade de poro-pressões apenas está habilitado nos elementos do solo, o programa automaticamente considera a superfície de contato como sendo impermeável, não permitindo fluxo de fluido entre os materiais. Desta forma, não é necessário definir nenhuma propriedade no modelo com relação a este quesito, visto que a âncora é tida como impermeável.

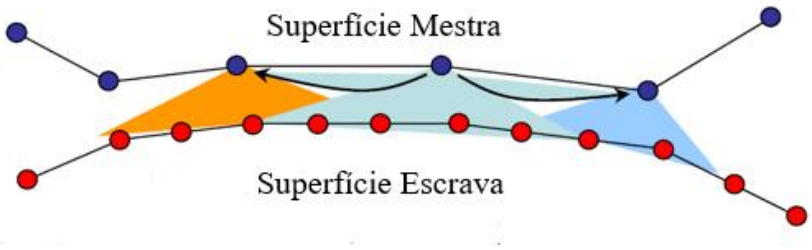


Figura 4.5 – Ilustração da discretização de contato do tipo superfície-superfície.

A interação entre o solo e âncora é simulada usando-se as propriedades de contato do tipo penalidade, cujo principal parâmetro é o fator de atrito entre as superfícies. De acordo com Helwany [32], este tipo de interface é capaz de descrever o atrito entre a superfície da âncora e o respectivo solo em contato.

4.4 Aplicação da carga

Quanto à aplicação da carga, o modelo possui um nó que está ligado rigidamente ao topo da âncora através de elementos de contato. Este nó está posicionado a 1 m do topo da âncora. No Abaqus/CAE® este tipo de restrição é referenciado como MPC (*Multiple Point Constraint*) e, no modelo elaborado, foram utilizadas restrições MPC do tipo *BEAM* (viga). Através desta restrição, o programa automaticamente adiciona elementos de contato entre dois nós, restringindo os deslocamentos e rotações do primeiro nó (localizado ao longo da superfície do topo da âncora), aos deslocamentos e rotações do segundo nó (nó de referência), correspondendo à presença de uma viga rígida entre estes dois nós. Uma configuração típica do topo da âncora pode ser vista na Figura 4.6.

Como este modelo não tem o objetivo principal de avaliar a distribuição de tensões ao longo da âncora, a representação do topo desta forma simplificada não impede a análise global da estrutura. Desta forma, apesar de existirem concentrações de tensões no topo devido à transferência de carga do nó onde o carregamento é aplicado para os elementos sólidos do topo da âncora, os deslocamentos globais não serão alterados.

O carregamento na âncora é realizado através da aplicação de uma força concentrada no nó de referência numa taxa de 10.000 kN/s. Esta taxa de carregamento

extremamente elevada é empregada para garantir que o solo se comporte de forma não drenada.

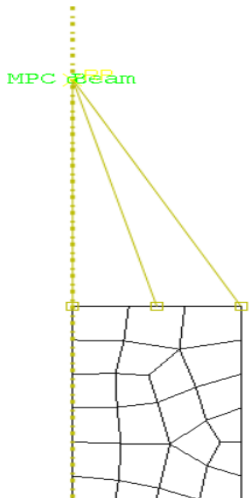


Figura 4.6 – Detalhe do topo da âncora.

4.5 Procedimento de análise

Neste item, serão descritas com maiores detalhes as principais características dos modelos utilizados para conduzir as análises numéricas presentes neste trabalho, de acordo com a finalidade de cada um dos modelos empregados, conforme apresentado no item 4.1. Para facilitar o entendimento, o procedimento completo de análise será dividido nas seguintes etapas: (i) equilíbrio geostático, (ii) aplicação do MEC, (iii) transferência de resultados e mudança de malha, (iv) *setup*.

De um modo geral, os modelos elaborados possuem aproximadamente 105.400 graus de liberdade. O tempo total necessário para se concluir uma análise completa de *setup* é estimado em 1 dia e 15 horas, considerando que os modelos sejam executados de forma sequencial. Os principais dados do computador utilizado para a realização das análises encontram-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dados do computador utilizado.

Processador	Intel® Core™ i7-6500 CPU @ 2.50GHz 2.60GHz
Memória RAM	16.0 GB
Versão do Windows	Windows 10 Pro

4.5.1 Equilíbrio geostático

Geralmente, o primeiro passo de uma análise geotécnica consiste em estabelecer o equilíbrio geostático do modelo, que indica uma configuração de equilíbrio em estado estacionário de um solo não perturbado ou corpo rochoso sob ação exclusiva de carregamento geostático.

O estado de equilíbrio usualmente inclui ambas as componentes de tensões efetivas horizontais e verticais. Assume-se que a tensão radial efetiva seja proporcional à tensão vertical efetiva, de acordo com a expressão:

$$\sigma'_r = K_0 \cdot \sigma'_v \tag{4.1}$$

onde σ'_r e σ'_v são as tensões radial e vertical efetivas, respectivamente; e K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso do solo.

Como esse tipo de problema quase sempre envolve fluxo de fluidos em solo parcialmente ou totalmente saturado, a razão de vazios inicial do solo (e_0), o estado de poro-pressões inicial do solo, e as tensões efetivas radial e vertical devem ser todas definidas como dados de entrada do modelo numérico.

No Modelo 1, apenas o maciço de solo é modelado e o peso próprio é aplicado no primeiro passo da análise através da opção de carregamento *body-force*. Neste tipo de carregamento, as poro-pressões do modelo devem ser informadas em termos do excesso de poro-pressões. Logo, como o objetivo deste modelo é representar apenas o solo nas condições *in situ*, não há nenhum excesso de poro-pressões no interior do solo ($\Delta u = 0$). Fazendo isso, garante-se que, ao fim desta primeira análise, o equilíbrio geostático seja atingido.

4.5.2 Aplicação do MEC

Os resultados obtidos através do equilíbrio geostático (Modelo 1) são importados para o Modelo 2, caracterizando assim o estado de tensões no solo *in situ*.

Em teoria, a instalação da âncora é modelada pela expansão de uma cavidade cilíndrica partindo de um raio inicial igual a zero. No entanto, os cálculos numéricos devem iniciar de uma cavidade com raio finito a fim de se evitar deformações circunferenciais infinitas [14].

Carter *et al*. [46] descobriram que duplicar o valor do raio da cavidade cilíndrica é considerado adequado para modelos elasto-plásticos perfeitos. Desta forma, expandindo uma cavidade cilíndrica de raio a_0 até $2a_0$ é possível aproximar os resultados de uma expansão de cavidade de raio igual a zero até o raio da âncora (r_a). Assumindo uma expansão em condições não drenadas, a relação entre r_a e a_0 é dada por:

$$a_0 = \frac{r_a}{\sqrt{3}} \tag{4.2}$$

Notavelmente, nenhum conhecimento é obtido sobre as tensões e poro-pressões no solo dentro da superfície cilíndrica em $r = 2a_0 \approx 1.15r_a$. Esta informação pode ser obtida apenas por meio de extrapolação dos resultados, como ilustrado na Figura 4.7.

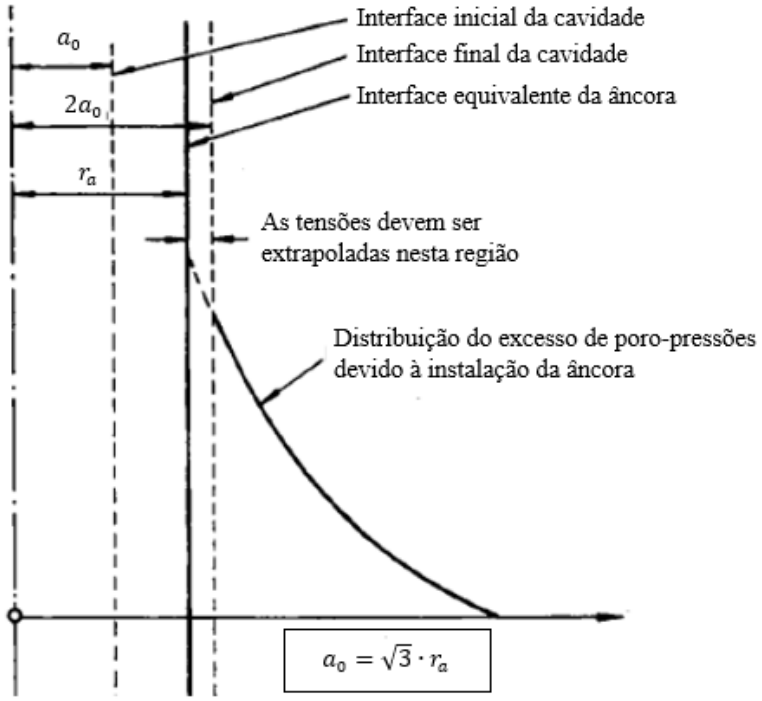


Figura 4.7 – Modelo de expansão de cavidade para a instalação da âncora (adaptado de Carter et al. [46]).

No Modelo 2, parte do solo que está ocupando a posição da âncora é removido e uma barra rígida é inserida em seu lugar, conforme indicado na Figura 4.8. Como o modelo é axissimétrico, esta barra rígida representa uma cavidade cilíndrica.

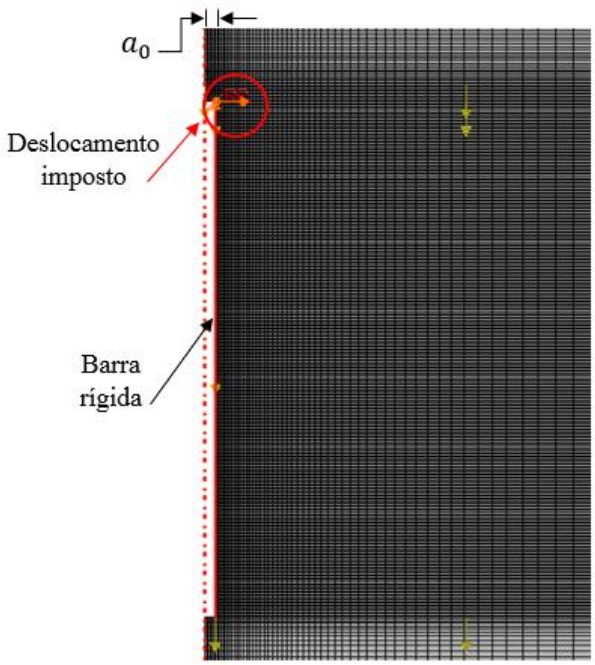


Figura 4.8 – Detalhe da barra rígida e do deslocamento aplicado.

Para a execução do MEC, aplica-se uma condição de contorno de deslocamento radial na barra rígida fazendo-a se mover contra a parede do solo em contato, conforme indicado na Figura 4.8. A barra é deslocada da sua posição inicial, a_0, até atingir um posicionamento cujo valor seja igual a $2a_0$. Destaca-se que, para a interação de contato entre a barra rígida e o solo, foi considerada uma propriedade de atrito cujo valor do coeficiente de atrito adotado foi igual a 0,4. De acordo com os testes realizados, este valor é capaz de representar a interação entre a barra rígida e o solo.

Devido à expansão da cavidade, os elementos do segundo modelo estão suscetíveis a grandes distorções, principalmente nas regiões mais próximas das extremidades da barra rígida, como pode ser visto na Figura 4.9. Para este modelo foram utilizados elementos com integração de primeira ordem, referenciados no Abaqus® por CAX4P, para representar o solo. Conforme descrito por Dassault Systèmes [33], estes elementos são capazes de resistir a tais deformações e conseguem capturar a geração do excesso de poro-pressões proveniente da expansão da cavidade cilíndrica. Para compatibilizar os resultados, estes elementos também foram utilizados no Modelo 1.

Os resultados obtidos ao fim das análises do Modelo 2 correspondem ao estado de tensões inicial do solo, incluindo o excesso de poro-pressões gerado no instante imediatamente após a instalação da âncora.

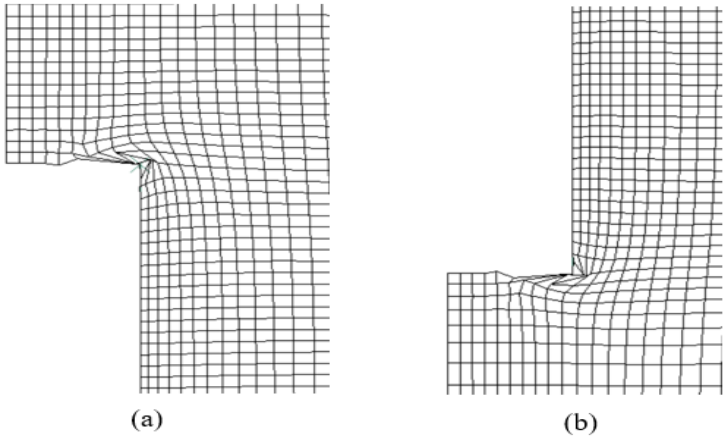


Figura 4.9 – Deformada da malha de EF após aplicação do MEC: (a) topo e (b) base.

4.5.3 Transferência de resultados e mudança de malha

Os resultados obtidos para o Modelo 2 são transferidos para o Modelo 3 por meio da função *MAP SOLUTION* presente no Abaqus/CAE®. Esta função permite a transferência de resultados entre dois modelos que apresentem diferentes malhas de elementos finitos e também diferentes tipos de elementos. Resumidamente, os resultados são mapeados no modelo de origem e, então, são extrapolados para coincidir com os nós dos elementos da nova malha.

De um modo geral, o terceiro modelo foi elaborado como intermédio da transferência dos resultados do Modelo 2 para o Modelo 4, visto que a transferência direta entre eles não era possível. O modelo conta apenas com o maciço de solo, já com o espaço destinado à âncora, como mostra a Figura 4.10.

Alguns testes foram realizados com os diferentes tipos de elementos, presentes no Abaqus/CAE®, disponíveis para a realização desta análise. Assim, constatou-se que os elementos com integração de segunda ordem apresentaram melhores taxas de convergência e conseguiram representar mais fielmente a interação solo-estrutura. Estes elementos são referenciados como CAX8P e foram utilizados tanto no Modelo 3 como no Modelo 4 para representar o solo.

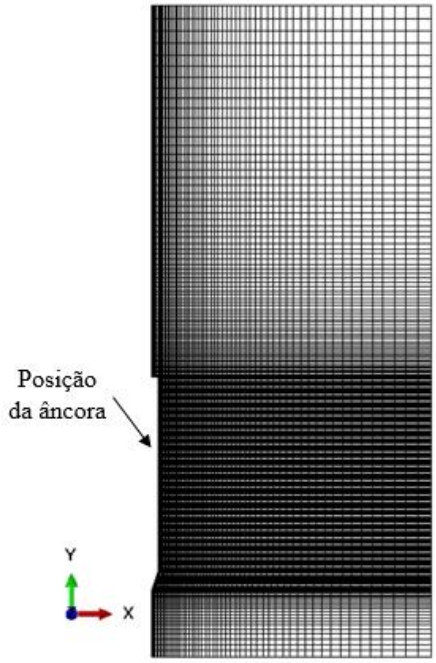


Figura 4.10 – Nova malha de EF para o solo.

As regiões do solo localizadas no topo e na base da cavidade expandida apresentam grandes concentrações de tensões, o que dificulta a convergência dos modelos na importação dos resultados. Para contornar esse problema, uma pequena parcela de solo dessas localidades foi removida (aproximadamente 10 cm no topo e 10 cm na base). Assim, na transferência de resultados entre o Modelo 2 e o Modelo 3, parte dessas tensões elevadas é eliminada e a convergência é atingida.

4.5.4 *Setup*

Por fim, com os resultados compatibilizados à nova malha de elementos finitos, o estado de tensões inicial e o excesso de poro-pressões podem ser utilizados como dados de entrada no Modelo 4. O modelo completo, composto pelo solo e pela âncora torpedo sem aletas devidamente posicionada, está ilustrado na Figura 4.1.

O Modelo 4 tem por objetivo simular o processo de *setup*, avaliando o aumento da capacidade de carga da âncora ao longo do tempo. Assim, três passos de análise são necessários:

1. Definição do estado de tensão inicial do solo e do excesso de poro-pressões;

2. Dissipação das poro-pressões e subsequente adensamento do solo;
3. Aplicação do carregamento.

O primeiro passo é executado em um curto intervalo de tempo, garantindo assim que os dados de entrada sejam devidamente inseridos no modelo, e que não haja tempo hábil para ocorrer a dissipação das poro-pressões nesta etapa. Um tempo igual a 0,01 segundos foi considerado adequado para a execução deste passo da análise.

O segundo passo envolve a maior parte da análise, pois engloba todo o tempo em que há a dissipação das poro-pressões e o adensamento do solo. De maneira geral, as análises foram conduzidas variando o intervalo de tempo deste passo entre 0 e 18.000 dias, monitorando a evolução das tensões no solo, e também a dissipação das poro-pressões.

O terceiro e último passo envolve o acesso à capacidade de carga da âncora torpedo através do monitoramento da carga, que é aplicada de forma progressiva ao nó de referência no topo da âncora. Os resultados das análises são apresentados por meio de curvas de carga *vs.* deslocamento. A capacidade de carga máxima da âncora, para um determinado instante de tempo de *setup*, é obtida através do atual critério de capacidade de carga, conforme descrito no início deste Capítulo.

Ressalta-se que a formulação de contato do tipo *small-sliding* foi utilizada na modelagem da interface solo-âncora no Modelo 4. De acordo com alguns testes realizados utilizando diferentes formulações de contato presentes no Abaqus/CAE®, esta foi a que apresentou melhor desempenho na captura da influência das poro-pressões no cálculo da capacidade de carga da âncora torpedo. Mais informações sobre esta formulação está disponível em Dassault Systèmes [33].

Capítulo 5.

Estudo paramétrico

Neste capítulo, será apresentado um estudo paramétrico envolvendo âncoras torpedo cravadas em solos coesivos. Como mencionado anteriormente, assume-se que o efeito das aletas no processo de *setup* seja relativamente pequeno e, portanto, serão consideradas âncoras torpedo sem aletas para avaliar os efeitos de *setup* na resposta da estrutura.

O objetivo deste capítulo é apresentar a aplicação do modelo axissimétrico utilizando o método dos elementos finitos descrito no capítulo anterior e, a partir dos resultados obtidos, verificar o método proposto através da comparação com metodologias de cálculo analíticas presentes na literatura.

5.1 Definição dos casos

O estudo paramétrico envolveu os seguintes parâmetros:

a) *Coeficiente de permeabilidade do solo*: para mensurar a influência deste parâmetro nas análises de *setup*, foram utilizados os três valores de coeficiente de permeabilidade do solo apresentados na Tabela 5.1.

b) Resistência não drenada do solo: *foram utilizados os três perfis de resistência não drenada do solo apresentados na*

Tabela 5.2.

c) *Módulo de elasticidade do solo:* nas análises conduzidas, o valor do módulo de elasticidade do solo (E_s) foi admitido proporcional à resistência não drenada, isto é:

$$E_s = K_s \cdot s_u(z) \tag{5.1}$$

onde K_s é tipicamente igual a 550 [47].

Tabela 5.1 – Coeficientes de permeabilidade dos solos analisados.

#	Coef. de permeabilidade (m/dia)
1	$k = 2{,}50 \times 10^{-4}$
2	$k = 2{,}50 \times 10^{-5}$
3	$k = 2{,}50 \times 10^{-6}$

Tabela 5.2 – Perfis de resistência não drenada dos solos analisados.

#	Perfil de resistência (kPa)
1	$s_u(z) = 3 + 1{,}24z$
2	$s_u(z) = 3 + 2{,}48z$
3	$s_u(z) = 3 + 3{,}96z$

*sendo $s_u(z)$ em kPa, com z em metros.

A âncora torpedo analisada possui as dimensões apresentadas na Figura 5.1. O comprimento total da âncora é de 16,5 metros, com a carga sendo aplicada no topo formando um ângulo de 90º com a horizontal (carregamento axial). O peso total submerso da âncora é igual a 850 kN em todos os casos analisados.

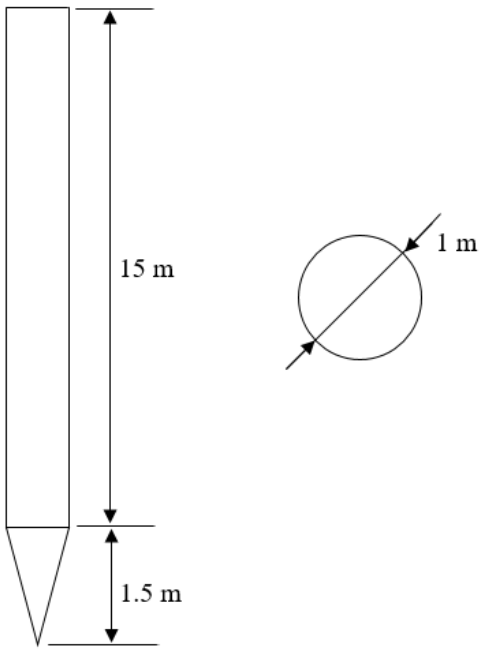


Figura 5.1 – Dimensões da âncora torpedo analisada.

A profundidade de penetração do topo da âncora é de 28,5 metros, independente do perfil de resistência não drenada do solo adotado. Esta consideração pode não ser realista, conforme apresentado também no estudo paramétrico conduzido por Aguiar [27], mas foi adotada para manter a comparação entre os possíveis casos de análise.

O solo apresenta módulo de elasticidade variável com a profundidade, de acordo com a Eq. (5.1) e a Tabela 5.2 e foi adotado um coeficiente de Poisson igual a 0.4 em todos os modelos. O comportamento constitutivo do solo é descrito pelo critério de Mohr-Coulomb em função dos parâmetros de longo prazo, apresentando coesão igual ao valor da resistência não drenada do solo e ângulo de atrito interno nulo. Adotou-se um índice de vazios inicial igual a 1,5 e o peso específico do solo submerso é de 5,5 kN/m³ em todos os casos analisados. Foi considerado um índice de plasticidade do solo igual a 30% e o solo é normalmente adensado ($OCR = 1$).

5.2 Resultados

Os resultados do estudo paramétrico estão apresentados de acordo com a sequência do procedimento de análise descrito no item 4.5. Desta forma, a influência dos parâmetros avaliados pode ser contabilizada nos diferentes modelos empregados. Estes resultados estão apresentados a seguir.

5.2.1 Equilíbrio geostático

O estado de equilíbrio geostático para todos os modelos é exatamente igual, pois está relacionado com a aplicação do peso próprio do solo, cujo valor é o mesmo para todos os casos analisados. A Figura 5.2 mostra a variação das tensões efetivas radial ($S11$) e vertical ($S22$) ao longo do comprimento do solo, após o equilíbrio geostático ser atingido. É importante destacar que o estado de tensões apresentado na Figura 5.2 corresponde às condições *in situ* do solo.

5.2.2 Efeito da resistência não drenada do solo

A comparação entre os solos estudados com diferentes perfis de resistência não drenada (1, 2 e 3), será apresentada para os modelos que representam, respectivamente, o

MEC cilíndrica e o *setup* da âncora torpedo analisada. Para esta comparação, foi utilizado um coeficiente de permeabilidade igual a $2{,}50 \times 10^{-5}$ m/dia em todas as análises.

As Figuras 5.3 a 5.5 mostram o novo estado das tensões radiais efetivas e o excesso de poro-pressões gerados, após a aplicação do MEC cilíndrica. Os resultados apresentados são referentes ao modelo final, após os dados de entrada terem sido inseridos no modelo. Para avaliar com clareza a resposta do solo, a âncora torpedo foi removida da visualização.

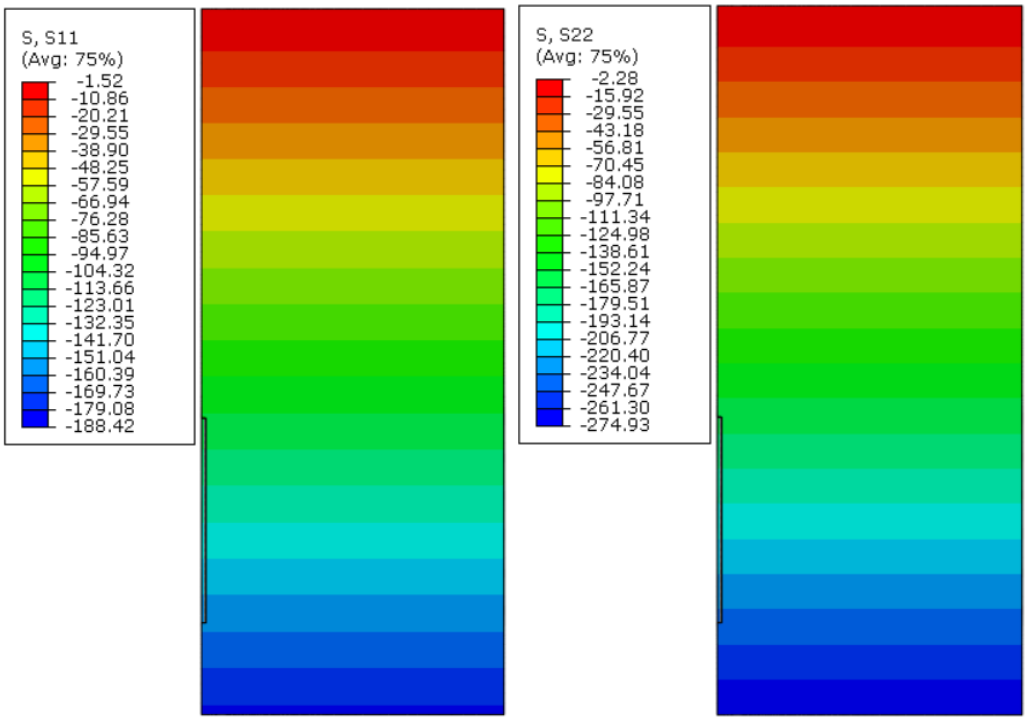


Figura 5.2 – Tensões efetivas nas direções radial (S11) e vertical (S22) após o equilíbrio geostático.

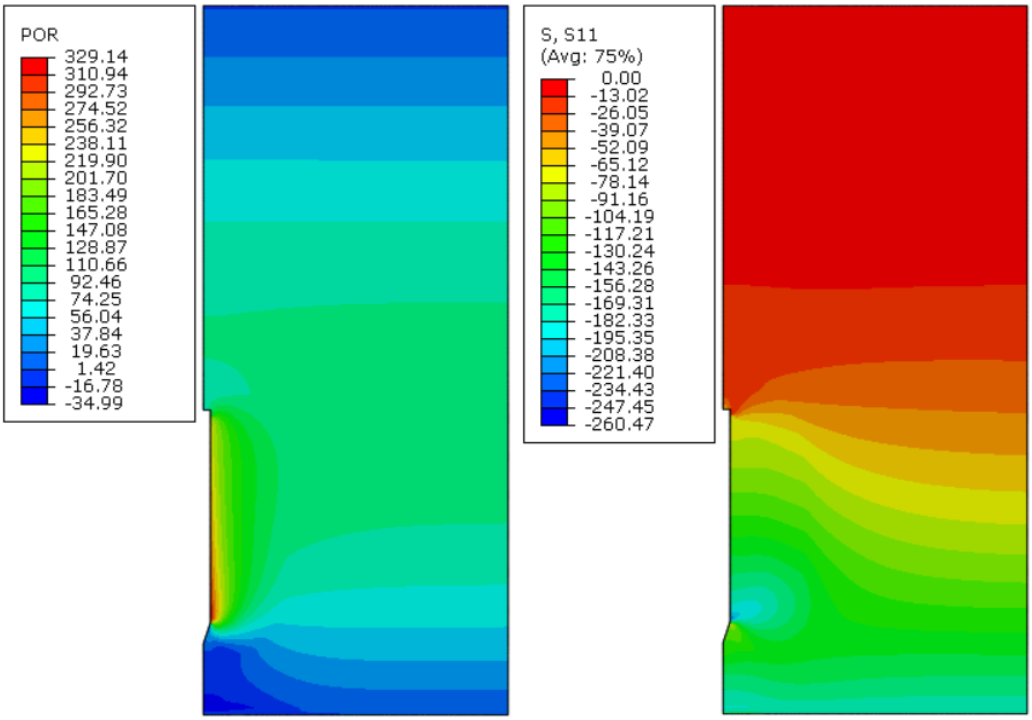


Figura 5.3 – Distribuição do excesso de poro-pressões (POR) e tensão radial efetiva (S11) após aplicação do MEC – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

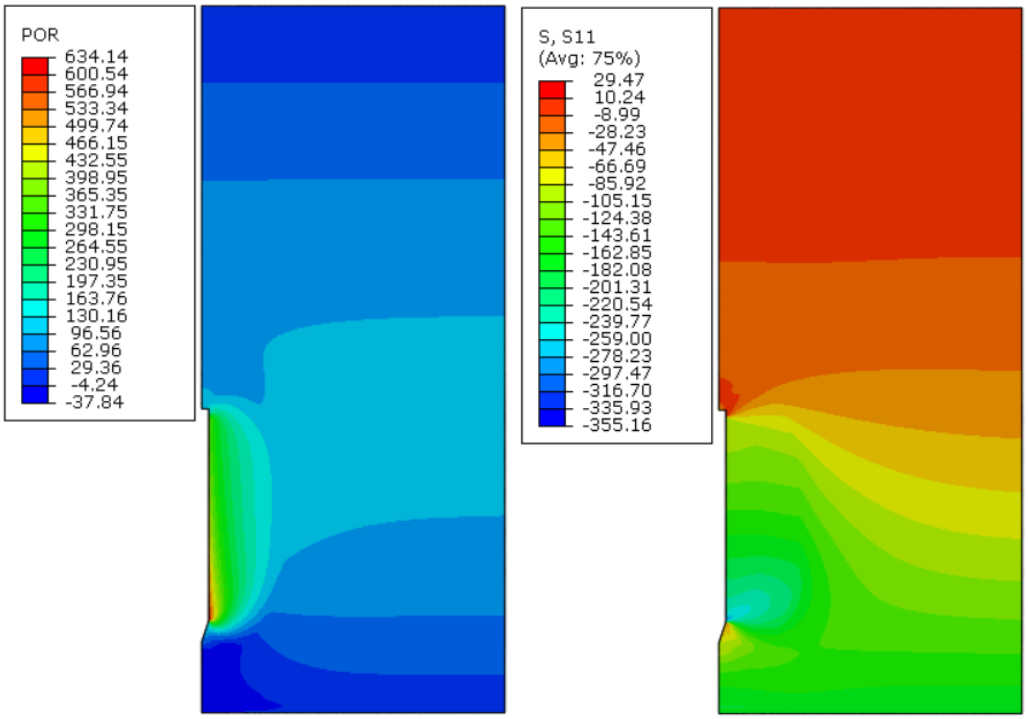


Figura 5.4 – Distribuição do excesso de poro-pressões (POR) e tensão radial efetiva (S11) após aplicação do MEC – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

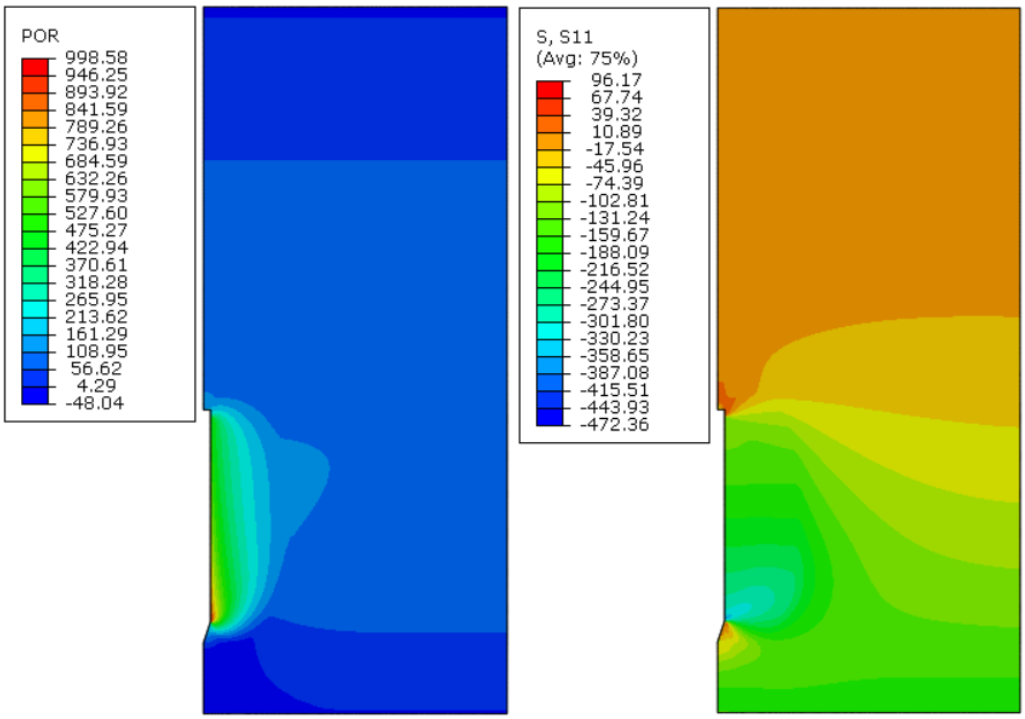


Figura 5.5 – Distribuição do excesso de poro-pressões (POR) e tensão radial efetiva (S11) após aplicação do MEC – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

Como pode ser observado nas Figuras 5.3 a 5.5, tanto a magnitude do excesso de poro-pressões gerado como também as tensões efetivas radiais do solo aumentam à medida que a resistência não drenada do solo é elevada. Este comportamento já era esperado pois, conforme apresentado no item 3.2.1, a formulação analítica desenvolvida para estimar estes valores é totalmente dependente dos valores da resistência não drenada do solo, Eqs. (3.3) e (3.10).

Como já mencionado anteriormente, o topo e a ponta da âncora apresentam pontos com grandes concentrações de tensões. No entanto, nos primeiros instantes das análises de *setup*, estas concentrações se distribuem entre os demais elementos do solo de forma relativamente rápida.

Ressalta-se ainda que a expansão de cavidade foi aplicada somente ao longo do comprimento do fuste da âncora, ou seja, não foi aplicado tal método nem para estimar o excesso de poro-pressões no topo e nem na ponta da âncora. O novo estado de tensões para essas duas regiões foi obtido automaticamente pelo programa através das equações de equilíbrio.

A evolução da distribuição do excesso de poro-pressões nos solos com diferentes perfis de resistência não drenada pode ser observada nas Figuras 5.6 a 5.14.

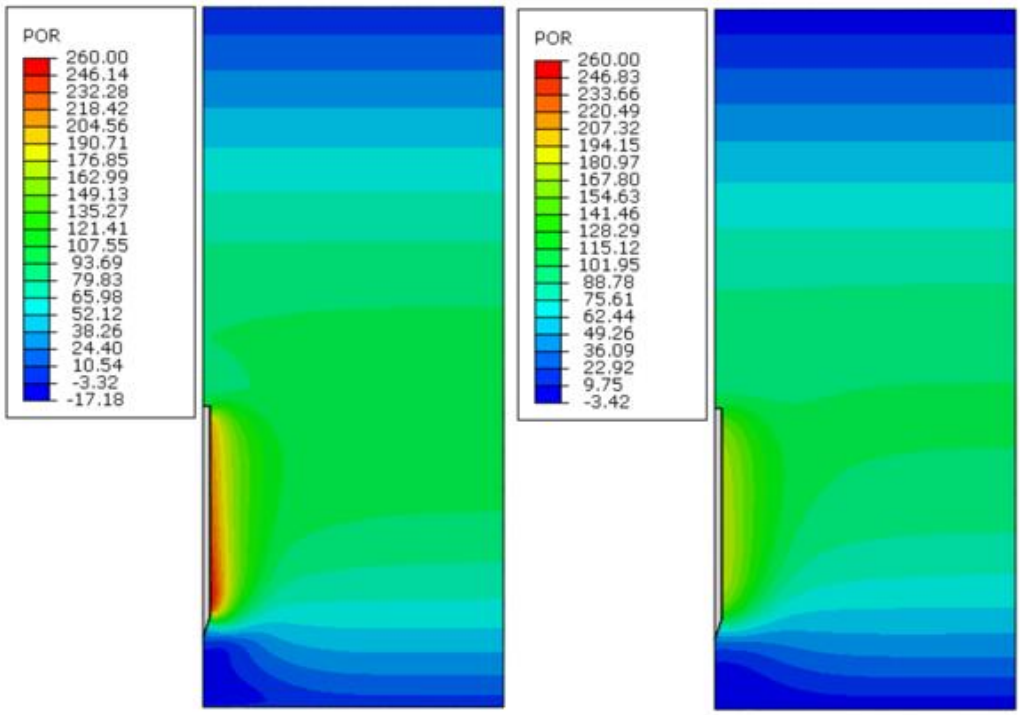


Figura 5.6 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 10 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

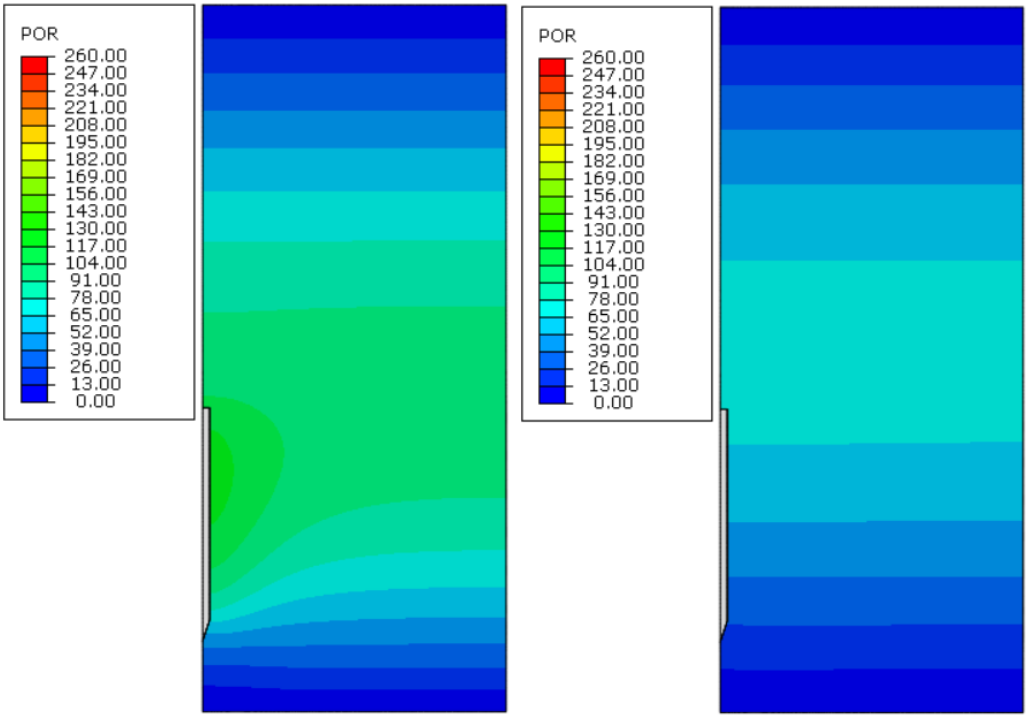


Figura 5.7 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 1.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

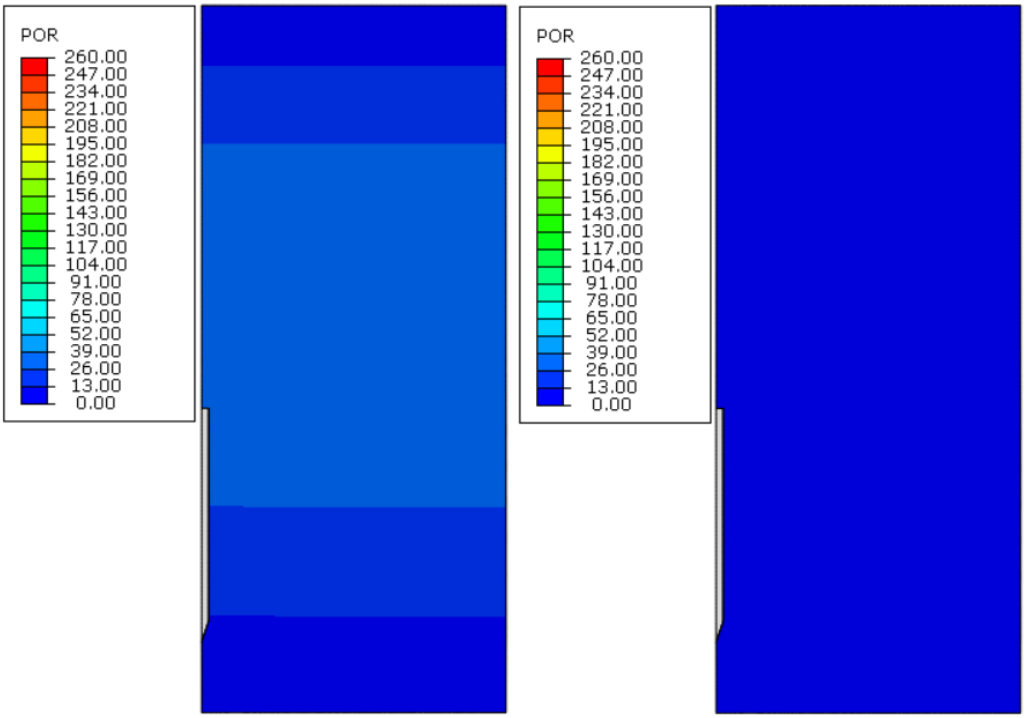


Figura 5.8 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

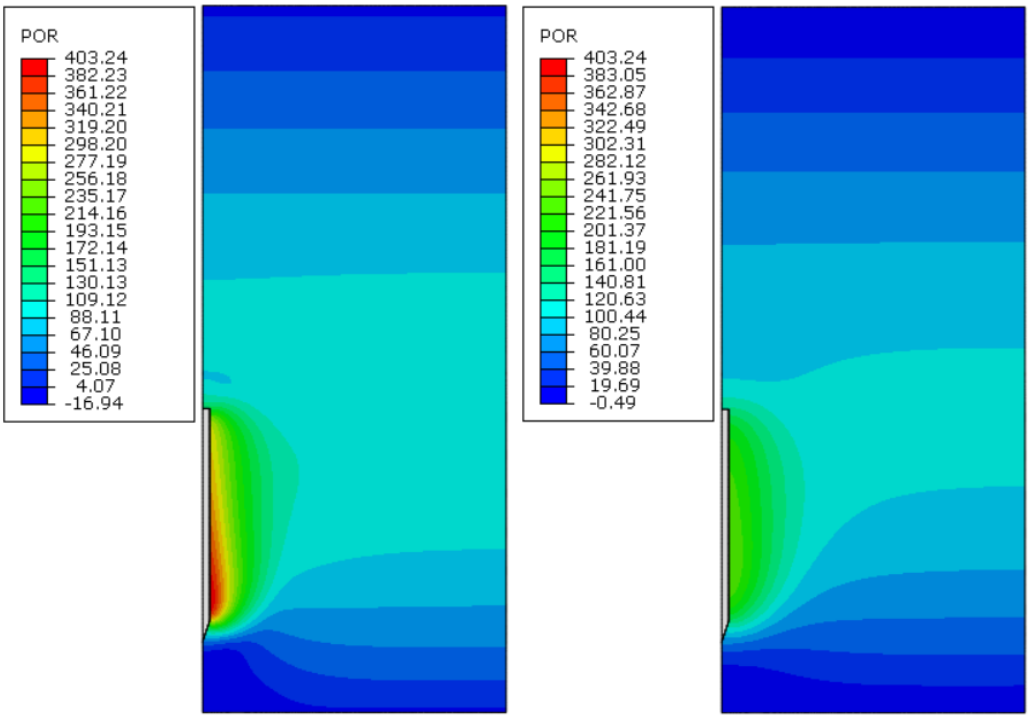


Figura 5.9 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 10 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

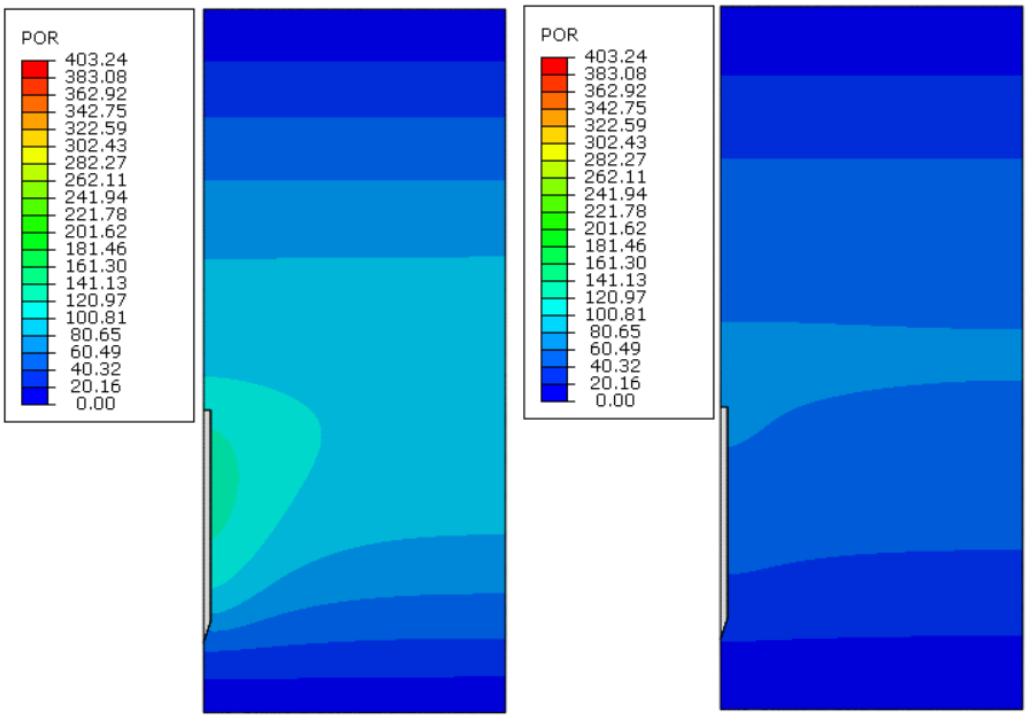


Figura 5.10 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 1.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

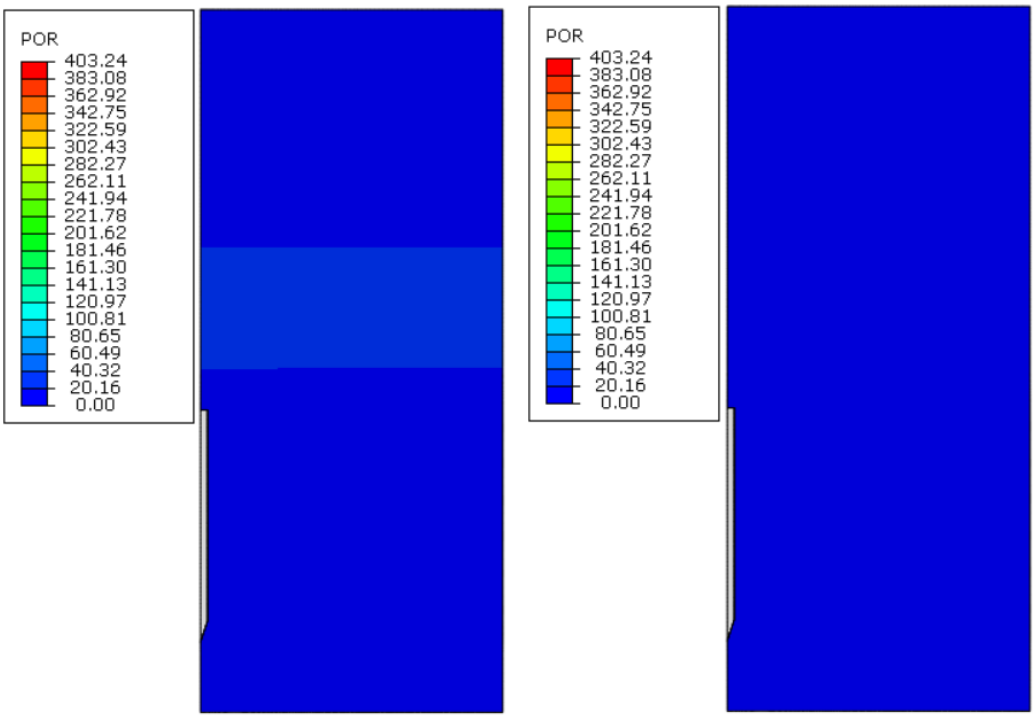


Figura 5.11 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

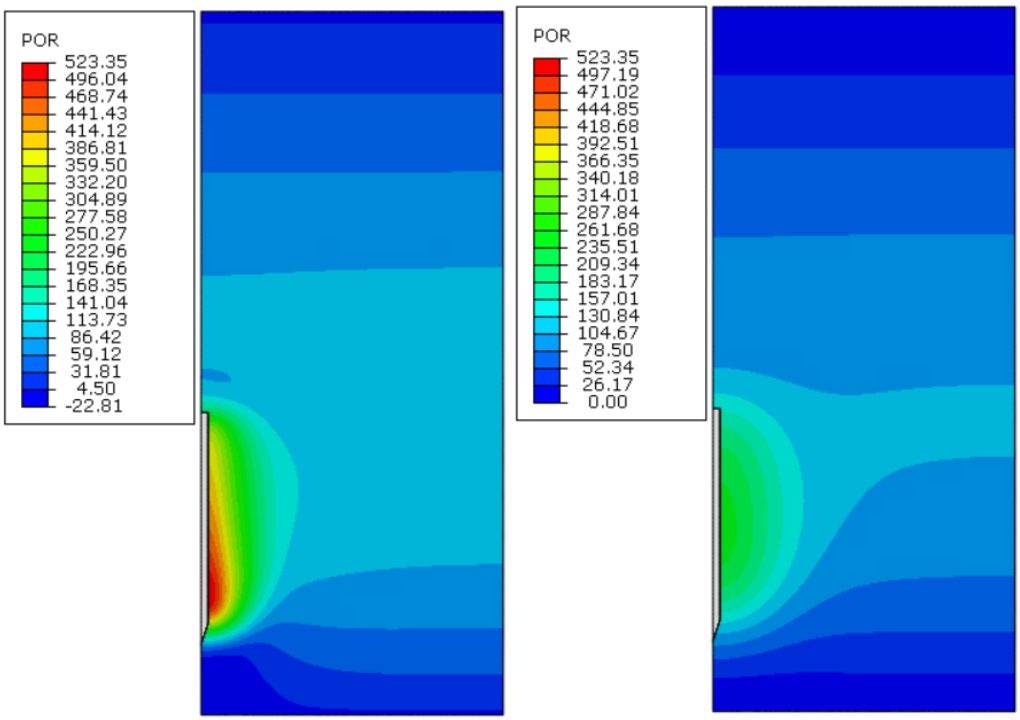


Figura 5.12 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 10 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

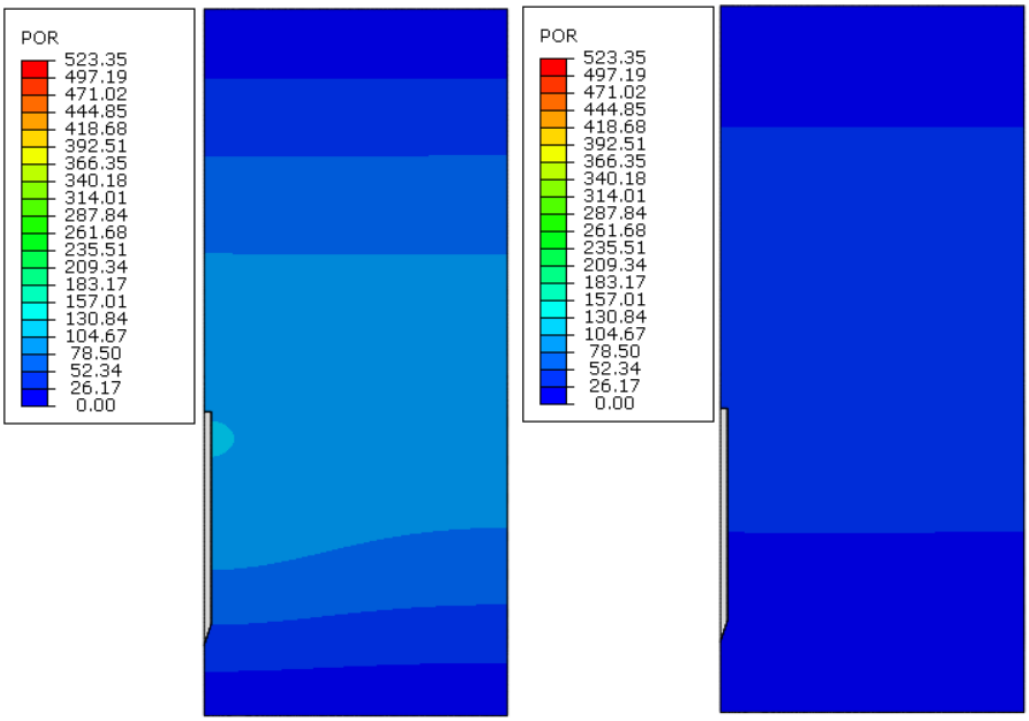


Figura 5.13 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 1.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

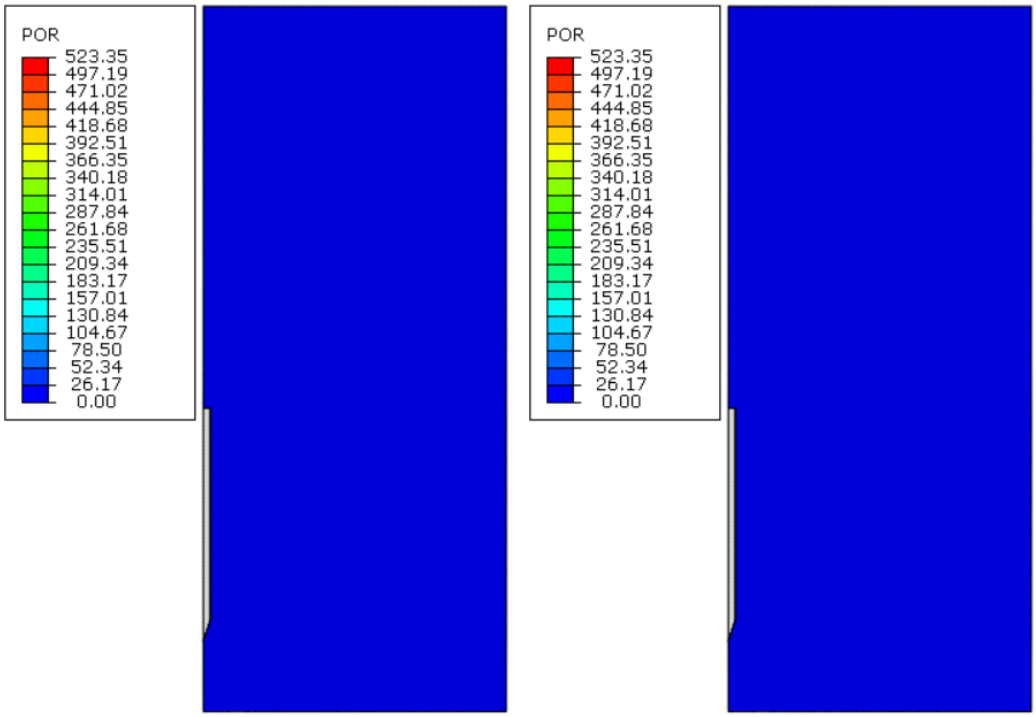


Figura 5.14 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

As Figuras 5.6 a 5.14 apresentam a distribuição do excesso de poro-pressões ao longo do solo apenas para alguns instantes de tempo (1, 10, 100, 1.000, 3.000 e 18.000 dias). Mais detalhes sobre a dissipação do excesso de poro-pressões nos solos com diferentes perfis de resistência não drenada analisados encontram-se no Anexo A.

O processo de *setup*, de maneira geral, proporciona um leve deslocamento na âncora à medida que o solo adensa. Assim, quanto maior o tempo de adensamento, tende a haver um maior deslocamento no topo da âncora. Então, para compatibilizar os resultados das curvas de carga *vs*. deslocamento, considera-se apenas o deslocamento referente ao passo de carregamento da âncora.

As curvas de carga *vs*. deslocamento da âncora torpedo considerando diferentes instantes de tempo, variando entre 0 e 18.000 dias (aproximadamente 50 anos), contados a partir do fim da instalação, para o solo com perfil de resistência não drenada 1, estão apresentadas no gráfico da Figura 5.15. Note que a capacidade de carga máxima da âncora é obtida através da carga cujo deslocamento no topo da âncora seja igual a 10% do diâmetro da âncora onde, neste caso, é de 10 cm.

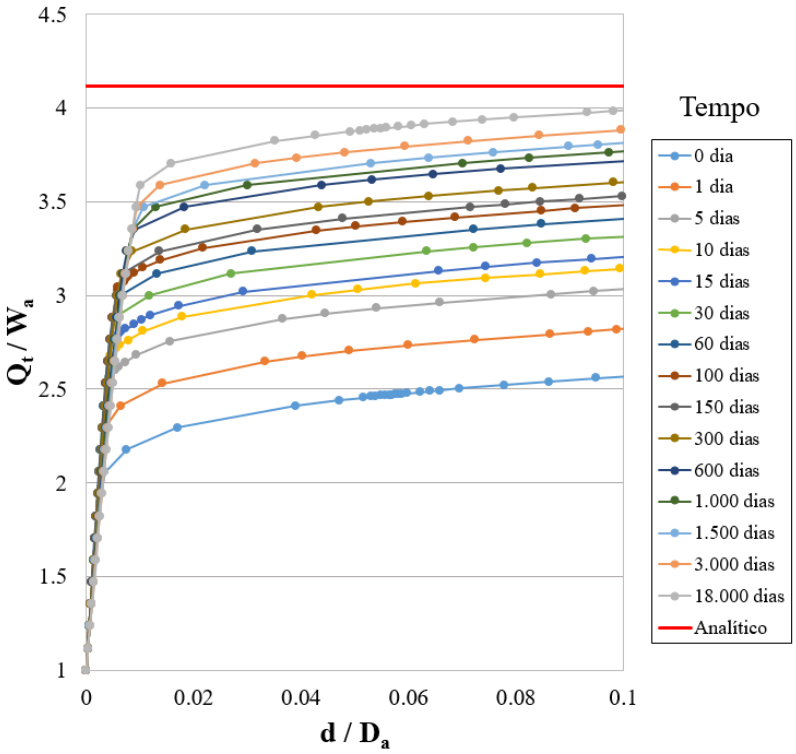


Figura 5.15 – Curvas carga vs. deslocamento adimensionalisadas: $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

Adicionalmente, está apresentado no gráfico da Figura 5.15 o valor da capacidade de carga para um tempo "infinito" (adotou-se 130 anos), calculado através da metodologia analítica descrita no item 3.6.2. Conforme esperado, há uma tendência dos valores da capacidade de carga se aproximarem ao resultado da metodologia analítica à medida que o tempo de *setup* aumenta e, eventualmente, o solo adensa e as poro-pressões se dissipam.

Os efeitos de *setup* podem ser observados comparando-se as diferentes curvas do gráfico da Figura 5.15. Nos primeiros instantes de tempo após a instalação, o aumento na capacidade de carga da âncora é evidentemente maior. Com o passar do tempo, essa taxa de aumento na capacidade de carga da âncora se reduz bastante, até o momento em que não haja mais mudanças significativas. Note que após 3.000 dias (aproximadamente 8 anos), o solo ainda continua recuperando sua resistência enquanto o restante do excesso de poro-pressões termina de se dissipar numa taxa extremamente baixa (Figura 5.8). Estes detalhes podem ser identificados no gráfico da Figura 5.16.

grandeza do coeficiente de permeabilidade, o tempo para atingir certo grau de adensamento é elevado em uma ordem de grandeza. De acordo com esta característica observada, é possível concluir que multiplicar ou dividir o resultado de alguma análise, tomada como referência, pode ser uma boa estimativa para predizer a resposta de um solo que apresente coeficiente de permeabilidade 10 vezes maior ou menor, respectivamente.

Outro aspecto importante que deve ser observado na Tabela 5.4 é a variação do grau de consolidação em relação ao tempo. Percebe-se que na transição entre os respectivos graus de adensamento 0,10, 0,25, 0,50, 0,75, 0,90 e 0,99 ocorre uma mudança na ordem de grandeza na escala de tempo. Os valores não são precisamente o valor do grau de adensamento antecedente multiplicado por um fator igual a 10, mas são valores relativamente próximos a este.

5.3 Comentários acerca do MEF vs. metodologias analíticas

Neste item, é apresentada uma comparação entre o estado de tensões inicial do solo determinado entre a metodologia descrita pelo MEC cilíndrica e o método dos elementos finitos com o intuito de avaliar possíveis diferenças entre os modelos. Além disso, também é apresentada uma comparação entre a capacidade de carga determinada para diversos instantes de tempo entre as metodologias analíticas apresentas no item 3.6 e o método dos elementos finitos.

O modelo utilizado para este estudo apresenta as mesmas características do estudo paramétrico do item 5.1. O coeficiente de permeabilidade utilizado foi de $2{,}50\text{x}10^{-5}$ m/dia. O peso submerso da âncora é de 850 kN e todas as dimensões para a âncora torpedo são as mesmas apresentadas na Figura 5.1.

A partir dos modelos elaborados apresentados anteriormente, foram realizadas uma série de análises geotécnicas com o intuito de obter o estado de tensões inicial do solo no instante imediatamente após a instalação da âncora torpedo proposta e, também, a capacidade de carga desta âncora considerando os efeitos de *setup* para solos com perfis de resistência não drenada 1 e 3 do estudo paramétrico ($s_u\ 1 = 3 + 1{,}24z$ e $s_u\ 3 = 3 + 3{,}96z$, respectivamente).

a) Estado de tensões inicial do solo

A Figura 5.25 apresenta o gráfico comparativo do excesso de poro-pressões gerado após a instalação da âncora entre a método dos elementos finitos (MEF) e pela metodologia analítica do MEC cilíndrica para os solos com s_u 1 e s_u 3. Os resultados são apresentados ao longo do comprimento da âncora, no elemento de solo na interface solo-âncora.

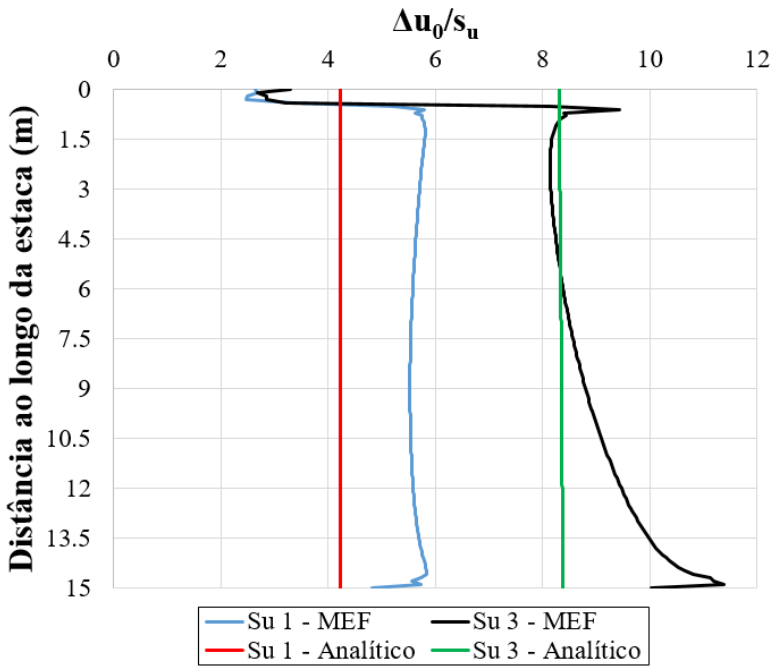


Figura 5.25 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo ao longo do comprimento da âncora após a expansão de cavidade.

Observa-se que o excesso de poro-pressões gerado no solo com s_u 1 pelo MEC subestima os valores obtidos pelo MEF em praticamente todos os pontos ao longo do comprimento da âncora. No entanto, o mesmo não ocorre para o solo com s_u 3. Neste caso, há uma concordância nos valores do excesso de poro-pressões, entre os dois métodos, nos pontos localizados entre 0 e 7,5m do topo da âncora. Nos demais pontos os valores do MEC subestimaram os valores obtidos pelo MEF. De um modo geral, pode-se dizer que a metodologia empregada através do MEF é capaz de obter uma boa representação do excesso de poro-pressões gerado no processo de instalação da âncora torpedo analisada.

Outro ponto importante a ser observado é que no solo com s_u 3, diferente do solo com s_u 1, a distribuição do excesso de poro-pressões, ao longo o comprimento da âncora,

apresenta perfil triangular. A resistência não drenada em ambos os solos cresce com a profundidade e, aparentemente, a resistência do solo à expansão da cavidade é maior no solo com s_u 3 do que no solo com s_u 1.

A ocorrência dos picos do gráfico da Figura 5.25 são devido aos efeitos de extremidade do topo e da ponta da âncora, que são regiões não passíveis da aplicação do método da expansão de cavidade. O *software* de elementos finitos faz o equilíbrio das tensões nestas regiões automaticamente e, por conta disso, formam-se esses pontos de concentração de tensões. Além disso, a formulação analítica considera que a expansão ocorra de forma uniforme por todo o volume de solo enquanto que no modelo proposto a expansão foi conduzida apenas no solo ao redor do fuste da âncora torpedo.

As Figuras 5.26 e 5.27 apresentam os gráficos comparativos entre o MEF e a metodologia analítica do MEC, das distribuições do excesso de poro-pressões e das tensões radiais efetivas, respectivamente, para os solos com s_u 1 e s_u 3, numa profundidade de 36 metros. De acordo com estes gráficos, percebe-se uma divergência nos valores entre as metodologias avaliadas. Esta diferença está diretamente ligada ao modo que o programa de elementos finitos atinge a configuração de equilíbrio da configuração perturbada do solo após a expansão da cavidade cilíndrica.

Analisando os gráficos da distribuição do excesso de poro-pressões e das tensões radiais efetivas, Figuras 5.26 e 5.27, é possível identificar as zonas mobilizadas e não mobilizadas de ambos os solos, conforme a ilustração da Figura 3.2. Percebe-se certo grau de concordância entre os valores obtidos para o raio da zona mobilizada pela metodologia analítica e pelo MEF, cujo valor aproximado é de 5,2 metros.

Observa-se ainda que, na Figura 5.26, as poro-pressões geradas no modelo de elementos finitos para a região não mobilizada do solo (quando $r > r_p$) não são nulas e, por conta disso, as tensões efetivas nesta região são reduzidas, como mostra a Figura 5.27.

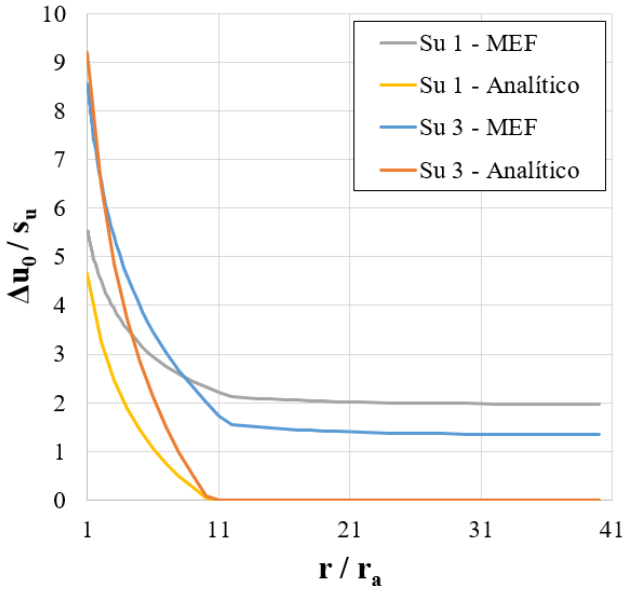


Figura 5.26 – Distribuição do excesso de poro-pressões na profundidade de 36m após expansão da cavidade.

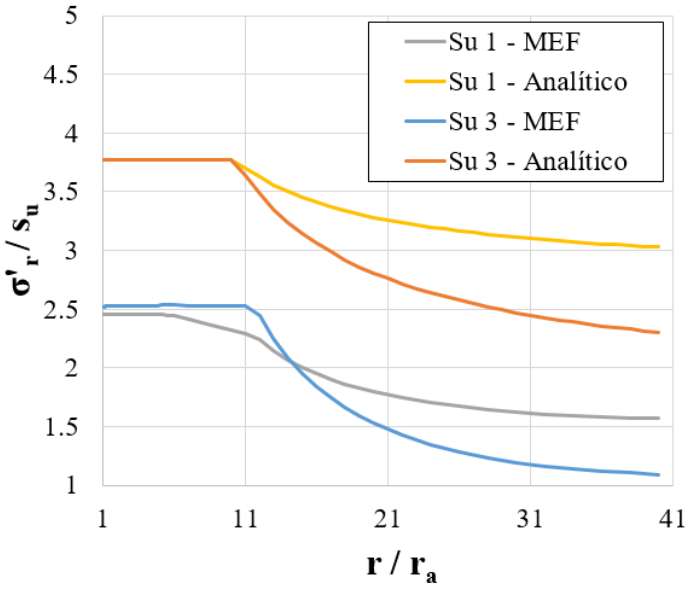


Figura 5.27 – Distribuição das tensões radiais efetivas na profundidade de 36m após expansão da cavidade.

Todavia, quando consideradas as tensões totais radiais, levando-se em conta as diferentes metodologias analisadas, percebe-se uma boa concordância nos resultados, como mostra a Figura 5.28. Logo, mesmo com a discrepância dos valores calculados para o excesso de poro-pressões e para as tensões radiais efetivas, à medida que as poro-

pressões se dissipam, as tensões efetivas das duas metodologias se equiparam, pois as tensões totais do modelo permanecem as mesmas.

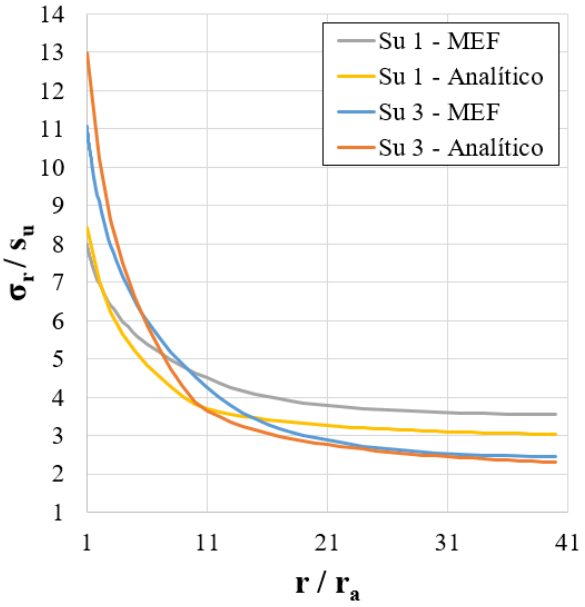


Figura 5.28 – Distribuição das tensões radiais totais na profundidade de 36m após expansão da cavidade.

A Figura 5.29 apresenta a distribuição das tensões efetivas nos solos com diferentes perfis de resistência não drenada após o excesso de poro-pressões ter sido dissipado ($\Delta u = 0$). Assim como esperado, as curvas das tensões efetivas, para as diferentes metodologias e solos analisados, apresentam boa concordância.

De acordo com os resultados apresentados nas Figuras 5.25 a 5.29, pode-se dizer que a metodologia analítica utilizada para estimar o estado de tensões inicial do solo, bem como a formação do excesso de poro-pressões após a instalação da âncora torpedo, apresenta boa concordância com os resultados obtidos através da metodologia numérica proposta.

Vale lembrar que o foco deste trabalho não é obter a formação das poro-pressões e nem o estado inicial do solo após a instalação da âncora torpedo com elevado grau de precisão, mas sim contabilizar os efeitos de *setup* na avaliação da capacidade de carga das âncoras torpedo.

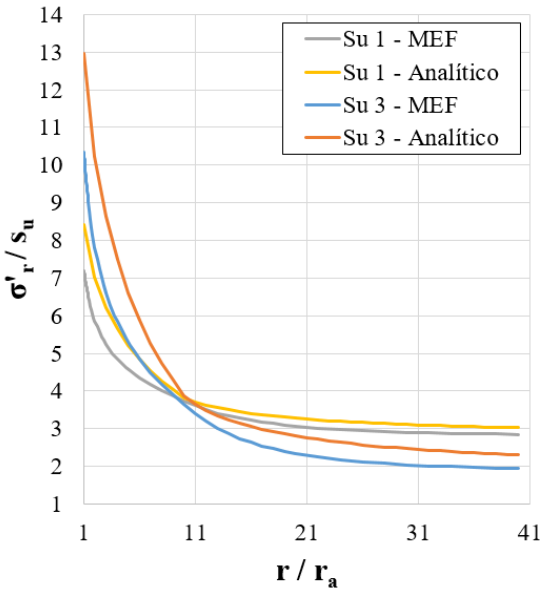


Figura 5.29 – Distribuição das tensões radiais efetivas na profundidade de 36m após dissipação das poro-pressões

b) Dissipação das poro-pressões e adensamento do solo

A comparação entre as curvas de grau de adensamento em função do tempo obtidas pela metodologia analítica e pelo MEF, para o solo com s_u 1, está apresentada na Figura 5.30. Como o coeficiente de permeabilidade é o mesmo para os dois solos analisados, as curvas de grau de adensamento são iguais e, portanto, apenas uma delas está representada no gráfico da Figura 5.30.

De acordo com o gráfico comparativo das curvas do grau de adensamento, Figura 5.30, o tempo necessário para se atingir 100% de adensamento do solo é maior quando calculado pelo MEF. Percebe-se também uma diferença no coeficiente de inclinação das curvas do grau de adensamento, de forma que o solo adensa mais rapidamente quando baseado na formulação analítica. Nota-se ainda que as curvas do grau de adensamento se cruzam quando t é aproximadamente 50 dias, o que corresponde a um grau de adensamento na ordem de 50%.

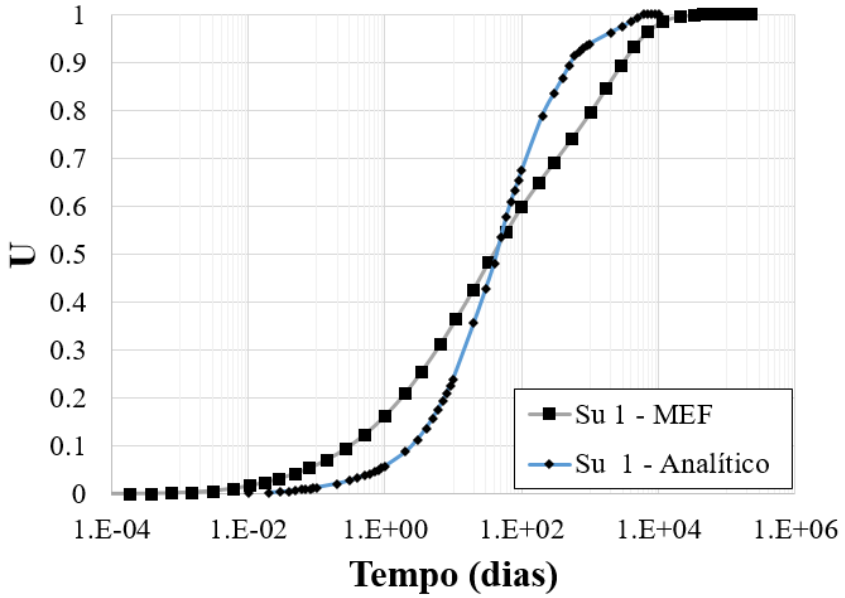


Figura 5.30 – Comparação entre as curvas de grau de adensamento.

De maneira geral, as curvas de grau de adensamento da Figura 5.30 apresentam aspecto bem similar. Levando em conta as divergências nos cálculos entre as metodologias analisadas, as hipóteses assumidas ao longo do trabalho para a metodologia numérica, e sabendo que a formulação analítica é apenas uma estimativa dos resultados reais, pode-se dizer que ambas as metodologias geram resultados relativamente aderentes no que diz respeito à curva do grau de adensamento do solo.

c) Estimativa da capacidade de carga da âncora torpedo

Para o cálculo da capacidade de carga da âncora torpedo através da metodologia analítica baseada no método-α da API, utilizou-se as equações analíticas do MEC cilíndrica para se obter as tensões radiais efetivas atuantes na parede da âncora ao longo do tempo e, assim, calcular os valores dos demais parâmetros para cada instante de tempo selecionado. Como explicitado anteriormente, o MEC não é aplicável para o topo e nem para a ponta da âncora e, na falta de um modelo analítico para estimar as tensões efetivas na ponta da âncora, foram utilizadas as próprias equações do MEC.

Os valores dos parâmetros de capacidade de carga combinada, R_0 e R_{EOD}, necessários para a aplicação das formulações empíricas de Skov e Denver [40] e de Svinkin e Skov [41], foram obtidos através das análises utilizando o método dos

elementos finitos para os instantes de tempo de 1 dia e 0,01 dia, respectivamente, após a instalação da âncora torpedo.

As Figuras 5.31 e 5.32 apresentam os gráficos comparativos, para os solos com $s_u\ 1 = 3 + 1{,}24z$ e $s_u\ 3 = 3 + 3{,}96z$, respectivamente, dos resultados das análises numéricas obtidos pelo MEF com os resultados calculados pelas formulações analíticas apresentadas no item 3.6. No eixo das ordenadas, estão os valores da capacidade de carga total em função do tempo, Q_t, cujo valor é obtido pela soma da capacidade lateral, capacidade de base e peso submerso da âncora. Os valores apresentados para a capacidade de carga total, em ambos os gráficos, estão normalizados pelo peso submerso da âncora torpedo ($W_a = 850$ kN, neste estudo).

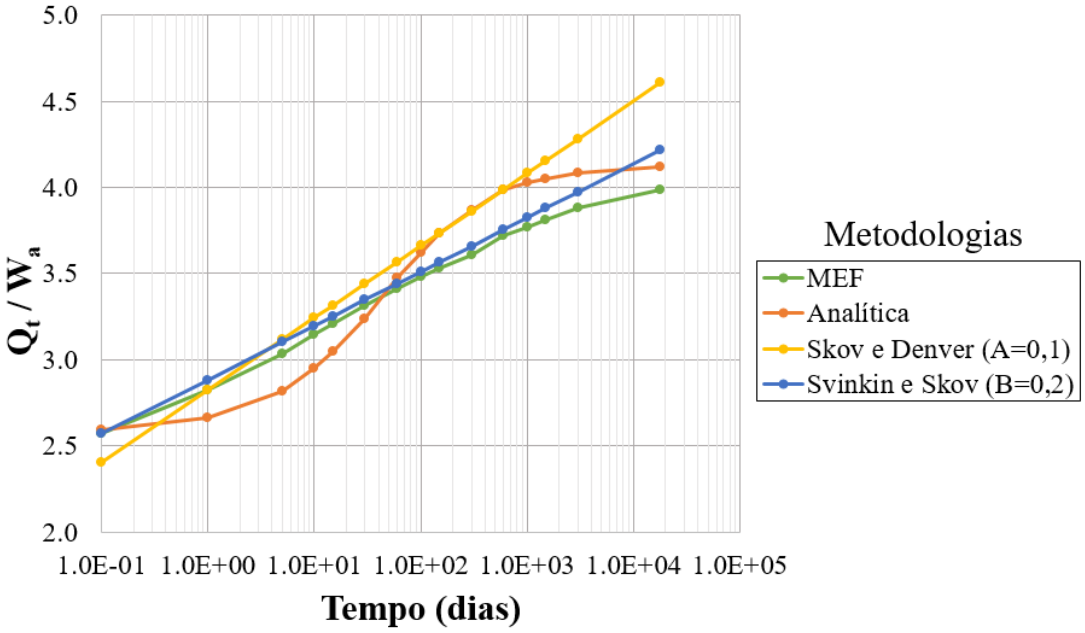


Figura 5.31 – Comparação entre as metodologias apresentadas – solo com $s_u\ 1 = 3 + 1{,}24z$.

Como pode ser observado na Figura 5.31, para o solo com $s_u\ 1$, de um modo geral, todas as metodologias analisadas apresentaram comportamento similar. No entanto, os resultados obtidos pelo MEF estimaram uma capacidade de carga ligeiramente menor no instante de tempo final analisado. Ressalta-se que somente a metodologia analítica baseada no método-α da API não apresentou aspecto predominantemente linear nos resultados da capacidade de carga. Dentre todas as metodologias analíticas, a formulação de Svinkin e Skov [41] foi a que mais se aproximou do comportamento encontrado pelo método dos elementos finitos.

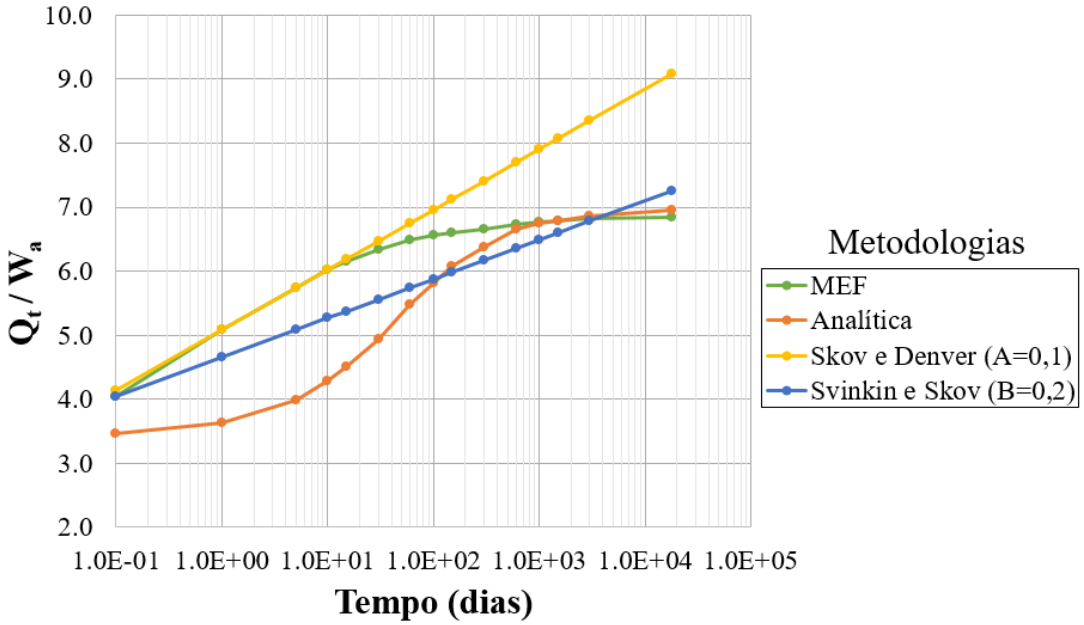


Figura 5.32 – Comparação entre as metodologias apresentadas – solo com s_u $3 = 3 + 3{,}96z$.

Diferentemente do comportamento similar observado entre as curvas do gráfico da Figura 5.31, as curvas da Figura 5.32, referente ao solo de maior resistência não drenada avaliado, distinguem-se entre si. Percebe-se uma boa concordância entre o MEF e a formulação empírica de Skov e Denver [40] nos primeiros 60 dias após a instalação da âncora torpedo. No intervalo entre 60 e 300 dias as formulações não apresentam tanta concordância. Após os 300 dias, a metodologia analítica baseada no método-α da API e a formulação empírica de Svinkin e Skov [41] se aproximam bastante dos resultados obtidos pelo MEF. Destaca-se ainda que as curvas do MEF e da metodologia analítica baseada no método-α da API são praticamente idênticas após 1.000 dias.

Para facilitar a comparação entre as metodologias avaliadas, está apresentado um resumo dos resultados em diferenças percentuais entre o método dos elementos finitos e as demais formulações analíticas, para os solos com s_u 1 e s_u 3, nas Tabelas 5.5 e 5.6, respectivamente.

De acordo com os resultados da Tabela 5.5, fica evidenciado que, para o Solo A, todas as metodologias apresentaram boas estimativas, com diferenças inferiores a 10%, sendo as únicas exceções os intervalos de tempo superiores a 600 dias na metodologia de Skov e Denver [40].

Tabela 5.5 – Diferenças percentuais entre as metodologias analisadas – solo com $s_u\ 1 = 3 + 1{,}24z$.

Tempo (dias)	MEF x API	MEF x Skov e Denver (A=0,1)	MEF x Svinkin e Skov (B=0,2)
EOD	-1,61%	10,62%	0,00%
1	8,64%	0,00%	-3,31%
10	9,07%	-4,53%	-2,45%
30	3,21%	-5,48%	-1,37%
60	-2,56%	-6,57%	-1,29%
100	-5,55%	-7,20%	-1,14%
600	-9,76%	-9,85%	-1,28%
3.000	-6,87%	-13,81%	-3,16%
18.000	-4,42%	-20,72%	-7,69%

Tabela 5.6 – Diferenças percentuais entre as metodologias analisadas – solo com $s_u\ 3 = 3 + 3{,}96z$.

Tempo (dias)	MEF x API	MEF x Skov e Denver (A=0,1)	MEF x Svinkin e Skov (B=0,2)
EOD	19,18%	-3,09%	0,00%
1	35,71%	0,00%	10,40%
10	34,83%	0,11%	15,13%
30	26,23%	-2,36%	14,70%
60	18,46%	-4,89%	13,55%
100	13,38%	-7,28%	12,24%
600	1,24%	-17,02%	6,44%
3.000	-0,83%	-26,28%	0,75%
18.000	-1,99%	-38,39%	-7,00%

Assim como observado na Figura 5.31 e na Tabela 5.5, os resultados obtidos através do MEF ficaram bem próximos da formulação analítica de Svinkin e Skov [41], apresentando diferenças inferiores a 4% para intervalos de tempo variando entre 0 e 3.000 dias. Destaca-se que esta semelhança entre os resultados ocorre devido ao comportamento linear observado na curva de capacidade de carga com relação ao logaritmo do tempo para o solo com resistência não drenada menor, obtida pelo MEF.

O solo com s_u 3 apresentou comportamento bem distinto na predição da capacidade de carga da âncora torpedo através das diferentes metodologias analisadas. No entanto, percebe-se certa proximidade entre os resultados obtidos pelo MEF e pela formulação de Skov e Denver [40] para intervalos de tempo inferiores a 100 dias, apresentando diferenças inferiores a 7,3%. Para os instantes de tempo superiores a 100 dias, tanto a metodologia analítica baseada no método-α da API quanto a metodologia de Svinkin e Skov [41] apresentaram boas aproximações do MEF, com diferenças percentuais inferiores a 7%.

De um modo geral, os resultados da capacidade de carga da âncora torpedo analisada considerando os efeitos de *setup*, obtidos através do MEF, apresentou certa concordância com os valores calculados pela formulação empírica de Skov e Denver [40] para intervalos de tempo entre 0 e 100 dias. Após esse tempo, tanto a metodologia analítica baseada no método-α da API quanto a metodologia de Svinkin e Skov [41] apresentaram resultados próximos aos obtidos pela metodologia numérica baseada no MEF proposta nesta dissertação.

Vale ressaltar que os resultados obtidos pelas metodologias analisadas não levam em consideração os efeitos de tixotropia durante o processo de *setup*. Sendo assim, apenas a contribuição da dissipação das poro-pressões é contabilizada no cálculo da capacidade de carga da âncora torpedo.

Capítulo 6.
Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

Devido à característica inovadora da âncora torpedo, a fase de projeto não conta com procedimentos consolidados para cálculo de sua capacidade de carga com a consideração dos efeitos de *setup*. Sendo assim, esta dissertação apresentou uma metodologia de cálculo baseado no método dos elementos finitos, utilizando a modelagem axissimétrica, para a obtenção do comportamento da âncora quando submetida a condições de carregamento axial em diversos instantes de tempo após a instalação.

A partir dos modelos desenvolvidos, foi possível conduzir um estudo paramétrico com a finalidade de avaliar os efeitos do processo de *setup* na obtenção da capacidade de carga da âncora torpedo no que diz respeito à variação do perfil de resistência não drenada, módulo de elasticidade e coeficiente de permeabilidade do solo.

No estudo paramétrico conduzido, identificou-se que a resistência não-drenada e o coeficiente de permeabilidade do solo são parâmetros que têm papel importante, respectivamente, na determinação da capacidade de carga da âncora torpedo e no tempo de *setup*.

Nos solos cuja resistência não drenada é maior, apresentam estados de tensões com magnitudes maiores e, consequentemente, ao fim do processo de *setup*, maiores valores de capacidade de carga da âncora. Também se identificou que, quanto maior a resistência não drenada do solo, maior é a taxa de aumento do grau de adensamento do solo nos primeiros instantes de tempo após a instalação. Quanto ao aumento significativo na capacidade de carga última da âncora, percebe-se uma razão maior em relação à capacidade de carga inicial da âncora quando se considera solos com maiores resistências não drenadas.

De acordo com as curvas de *setup* obtidas para os solos com diferentes perfis de resistência não drenada, é possível afirmar que os solos com maior resistência não

drenada são caracterizados por apresentarem um aumento mais rápido na capacidade de carga da âncora nos primeiros instantes de tempo após a instalação, levando em consideração o mesmo coeficiente de permeabilidade para todos os casos.

A variação do coeficiente de permeabilidade indicou certa proporcionalidade no que diz respeito ao tempo de *setup*. À medida que se aumenta ou reduz o coeficiente de permeabilidade em uma ordem de grandeza, o tempo total necessário para se atingir certo grau de adensamento do solo também se reduz ou eleva, respectivamente, nesta mesma proporção.

Com relação à comparação dos resultados obtidos através do método dos elementos finitos com as formulações analíticas apresentadas neste trabalho, pode-se dizer que a metodologia proposta apresentou resultados relativamente aderentes.

A modelagem do estado inicial de tensões do solo através do método dos elementos finitos (MEF), através da expansão de uma cavidade cilíndrica, apresentou algumas diferenças quando comparado à formulação analítica do MEC. No entanto, as tensões totais apresentaram boas aproximações, indicando que o estado de tensões obtido pelo MEF é compatível com o calculado através da formulação analítica. Isto foi comprovado após o excesso de poro-pressões ter sido completamente dissipado, nos quais os resultados encontrados para as tensões radias efetivas entre as duas metodologias apresentaram valores bem próximos.

De um modo geral, na predição da capacidade de carga da âncora torpedo considerando-se os efeitos de *setup*, o método proposto nesta dissertação apresentou bons resultados. Para tempos inferiores a 100 dias, contados a partir do fim da instalação da âncora, a formulação de Skov e Denver [40] se mostrou mais adequada. Já para intervalos de tempo superiores a 100 dias, tanto a metodologia analítica baseada no método-α da API quanto a formulação de Svinkin e Skov [41] apresentaram boa concordância nos resultados quando comparado ao método numérico proposto.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Nesta dissertação, foi apresentado um modelo de âncora torpedo sem aletas cravada em solo argiloso saturado. Como sugestão para continuidade do estudo apresentado nesta dissertação, é proposta a elaboração de um modelo tridimensional em

elementos finitos de âncora torpedo considerando diferentes ângulos de inclinação do carregamento aplicado no topo.

Para a modelagem do solo, apresenta-se como sugestão a consideração de solos granulares, e também, a utilização de critérios de ruptura mais avançados para descrever o comportamento do solo, como o critério de ruptura de Drucker-Prager modificado (*Cap model*) e o critério de Cam Clay.

Através deste modelo, será possível elaborar um estudo paramétrico similar ao apresentado nesta dissertação, englobando outros parâmetros específicos do projeto de âncoras torpedo, como variação da geometria da estrutura, ângulo de aplicação de carga e profundidade de penetração.

Sabe-se que, quanto maior a complexidade do problema modelado, maior será o esforço e o tempo computacional para a realização das análises numéricas. Desta forma, sugere-se também a elaboração de uma metodologia analítica de predição da capacidade de carga considerando os efeitos de *setup*. Este tipo de metodologia é de extrema importância para o projetista de âncora torpedo, pois permite agilizar o processo de pré-dimensionamento destas estruturas.

A melhoria na modelagem geotécnica do problema exposto nesta dissertação é um fator fundamental. Alguns aspectos podem ser considerados na análise, assim como a sucção, a interação com a linha de ancoragem e os efeitos da velocidade de aplicação de carregamento (resposta drenada e não drenada do solo).

Referências Bibliográficas

[1]. EHLERS, C. J., YOUNG, A. G., CHEN, J. H., *Technology Assessment of Deepwater Anchors*. Proceedings of the 36th Offshore Technology Conference, 15265, Houston. 2004.

[2]. SOUSA, J. R. M., de AGUIAR, C. S., ELLWANGER, G. B., PORTO, E. C., FOPPA, D., MEDEIROS JR., C. J., *Undrained Load Capacity of Torpedo Anchors Embedded in Cohesive Soils*, Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 133(2). 2011.

[3]. BRANDÃO, F. E. N., HENRIQUES, C. C. D., ARAÚJO, J. B., FERREIRA, O. C. G., AND AMARAL, C. S., *Albacora Leste Field Development – FPSO P-50 Mooring System Concept*. Proceedings of the 38th Offshore Technology Conference, 18243, Houston. 2006

[4]. ARAÚJO, J. B., MACHADO, R. D., MEDEIROS JR., C. P., *High Holding Power Torpedo Pile – Results for the First Long Term Application*. Proceedings of the ASME 23rd OMAE Conference, 51201, Vancouver. 2004.

[5]. PASSON, P., BRANNER, K., LARSEN, S. E., HVENEKÆR RASMUSSEN, J., *Offshore Wind Turbine Foundation Design*. DTU Wind Energy. DTU Wind Energy PhD, Nº 0044(EN). 2015.

[6]. IRENA, *Floating Foundations: a Game Changer for Offshore Wind Power*. International Renewable Energy Agency, Abu Dhabi. 2016.

[7]. MALHOTRA, S., *Selection, Design and Construction of Offshore Wind Turbine Foundations*. Wind Turbines, InTech, pp. 231-264. 2011.

[8]. IRENA, *Innovation Outlook: Offshore Wind*. International Renewable Energy Agency, Abu Dhabi. 2016.

[9]. BVG Associates, *Guide to an offshore wind farm*. Technical report. 2019.

[10]. ZHAO, Y., LIU, H., *Toward a quick evaluation of the performance of gravity installed anchors in clay: Penetration and keying*. Applied Ocean Research 69, pp. 148-159. 2017.

[11]. KIM, Y. H., HOUSSAIN, M. S., *Dynamic installation of OMNI-Max anchors in clay: numerical analysis*. Géotechnique 65, Nº 12, pp. 1029-1037. 2015.

[12]. HOSSAIN, M. S., O'LOUGHLIN, C. D., KIM, Y., *Dynamic Installation and Monotonic Pullout of a Torpedo Anchor in Calcareous Silt*. Géotechnique 65, No. 2, pp. 77-90. 2015.

[13]. HOSSAIN, M. S., KIM, Y., GAUDIN, C., *Experimental Investigation of Installation and Pullout of Dynamically Penetrating Anchors in Clay and Silt*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 140(7). 2014.

[14]. BERGSET, K-H, *Radial Consolidation of Pore Pressure Induced by Pile Driving*. Master Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway. 2015.

[15]. KOMURKA, V. E., WAGNER, A. B., *Estimating Soil/Pile Set-up*. Final Report, University of Wisconsin-Madison. 2003.

[16]. SIMULIA, *Analysis of Driven Pile Setup with Abaqus/Standard*. Abaqus Technology Brief. 2007.

[17]. SCHMERTMANN, J. H., *The Mechanical Aging of Soils*. Journal Geotechnical Engineering, 177(9). 1991.

[18]. MEDEIROS, C. J., Jr. *Low Cost Anchor System for Flexible Risers in Deep Waters*. Proceedings of the 34th Offshore Technology Conference, Houston. 2002.

[19]. LIENG, J. T., KAVLI, A., HOVE, F., TJELTA, T. I., *Installation of Two Prototype Deep Penetrating Anchors at the Gjoa Field in the North Sea*. Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston. 2010.

[20]. O'LOUGHLIN, C. D., RICHARDSON, M. D., RANDOLPH, M. F., *Experimental and Theoretical studies for Deep Penetrating Anchors*. Proceedings of the 36th Offshore Technology Conference, 16841, Houston. 2004.

[21]. O'LOUGHLIN, C. D., RICHARDSON, M. D., RANDOLPH, M. F., *Centrifuge Tests on Dynamically Installed Anchors*. Proceedings of the ASME 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, 80238, Honolulu, HI. 2009.

[22]. RICHARDSON, M. D., O'LOUGHLIN, C. D., RANDOLPH, M. F., GAUDIN, C., *Setup Following Installation of Dynamic Anchors in Normally Consolidated Clay*. J. Geotech. Geoenvirom. Eng. 135(4), pp. 487-496. 2009.

[23]. API. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design (RP 2A-WSD)*, 20th ed., American Petroleum Institute, USA. 2005.

[24]. RAIE, M. S., TASSOULAS, J. L., *Installation of Torpedo Anchors: Numerical Modelling*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 135(12). 2009.

[25]. RAIE, M. S., TASSOULAS, J. L., *Simulation of Torpedo Anchor Set-up*. Marine Structures 49, pp. 138-147. 2016.

[26]. RADGAHAR, E., RAIE, M. S., MOTAMANI, N., *Simulation of Torpedo-Shaped Anchor (without Fins) for Submersible Offshore Platforms under Tensile Force*. J. Appl. Environ. Biol. Sci., 5(8S), pp. 107-111. 2015.

[27]. AGUIAR, C. S., *Análise da Interação Solo-Estrutura de Âncoras do Tipo Torpedo para Plataformas Offshore*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE – Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro. 2011.

[28]. SABETAMAL, H., CARTER, J. P., NAZEM, M., SLOAN, S. W., *Coupled analysis of dynamically penetrating anchors*. Computers and Geotechnics 77, pp. 24-44. 2016.

[29]. PINTO, C. S., *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. Oficina de Textos, 3ª edição, São Paulo. 2006.

[30]. VYAZMENSKY, A. M., *Numerical Modelling of Time Dependent Pore Pressure Response Induced by Helical Pile Installation*. Master Thesis, The University of British Columbia. 2005.

[31]. SENG, S., TANAKA, H., *Properties of Very Soft Clays: A Study of Thixotropic Hardening and Behavior Under Low Consolidation Pressure*. The Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, nº 52(2), pp. 335-345. 2012.

[32]. HELWANY, S., *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. 2007.

[33]. DASSAULT SYSTÈMES, Abaqus 6.13 Online Documentation. 2013.

[34]. SVINKIN, M. R., *Setup and relaxation in glacial sand*. Journal of Geotechnical Engineering, 122(4), pp. 319-322. 1996.

[35]. RANDOLPH, M. F., WROTH, C. P., *Anaytical Solution for the Consolidation around a Driven Pile*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 3, pp. 217-229. 1979.

[36]. HILL, R., *The mathematical theory of plasticity*. Oxford University Press. 1950.

[37]. GIBSON, R., ANDERSON, W., *In situ measurement of soil properties with the pressumeter*. Civil engineering and public works review, Vol. 56, pp. 615-618. 1961.

[38]. KEAVENY, J. M., MITCHELL, J, K, *Strength of fine-grained soils using the piezocone*. Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering (GSP 6), ASCE, Reston/VA, pp. 668-699. 1986.

[39]. WHITTLE, A. J., *A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles*. Doctoral thesis, MIT. 1987.

[40]. SKOV, R., DENVER, H., *Time-dependence of bearing capacity of piles*. Proceedings of the 3rd International Conference on Application of Stress-Waves Theory to Piles, pp.879-888. 1988.

[41]. SVINKIN, M. R., SKOV, R., *Set-up effects of cohesive soils in pile capacity*. Proceedings of the 6th International Conference on Applicationof Stress Waves to Piles, Sao Paulo, Brazil, pp. 107-111. 2000.

[42]. ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L., ZHU, J. Z., *The finite element method: its basis and fundamentals*. Elsevier Butterworth-Heinemann, 6th ed., Oxford. 2005.

[43]. DASSAULT SYSTÈMES, *Abaqus/CAE 6.13-1*. 2013.

[44]. AGUIAR, C. S., *Interação solo-estrutura de fundações offshore do tipo estaca*. Dissertação de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2005.

[45]. KARLSRUD, K., *Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results*. Doctoral theses at NTNU, Trodheim. 2012.

[46]. CARTER, J. P., RANDOLPH, M. F., WROTH, C., *Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 3, pp. 305-322. 1979.

[47]. COSTA, R. G. B., *Análise paramétrica das condições de ancoragem de plataformas offshore utilizando estacas torpedo a partir de modelos em elementos finitos*. Dissertação de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 2008.

Anexo A.

Dissipação das poro-pressões

Neste anexo os resultados das análises numéricas referentes ao passo em que ocorre a dissipação do excesso de poro-pressões, são apresentados para os solos com diferentes perfis de resistência não drenada do estudo paramétrico do item 5.1.

A.1. Solo com perfil de resistência não drenada: $s_u(z) = 3 + 1,24z$.

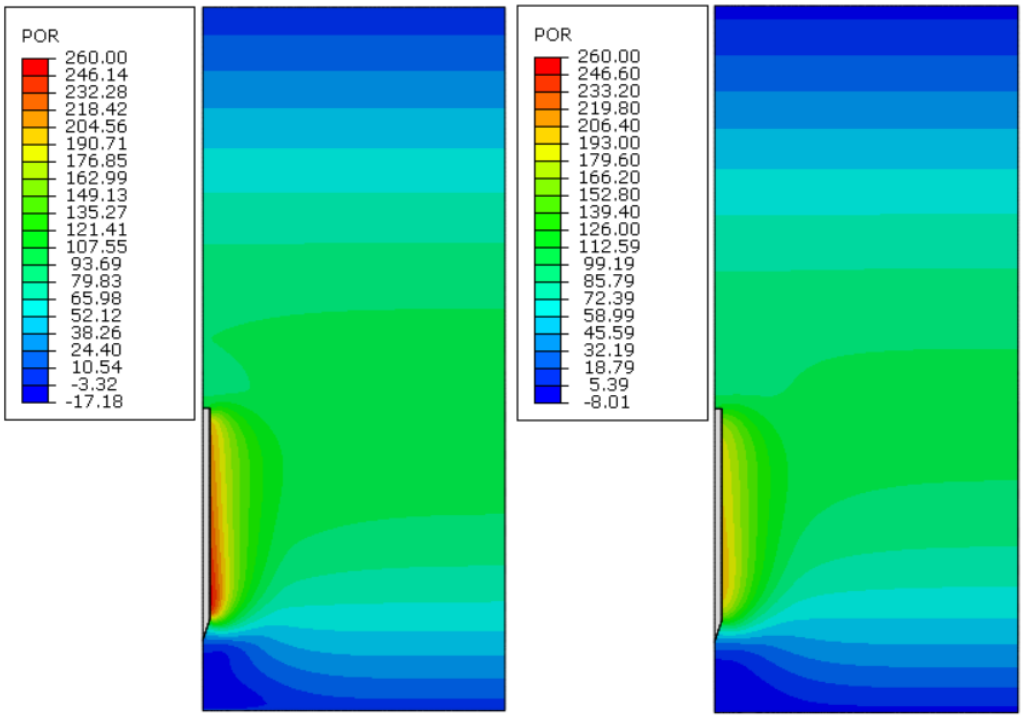


Figura A.1 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 5 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

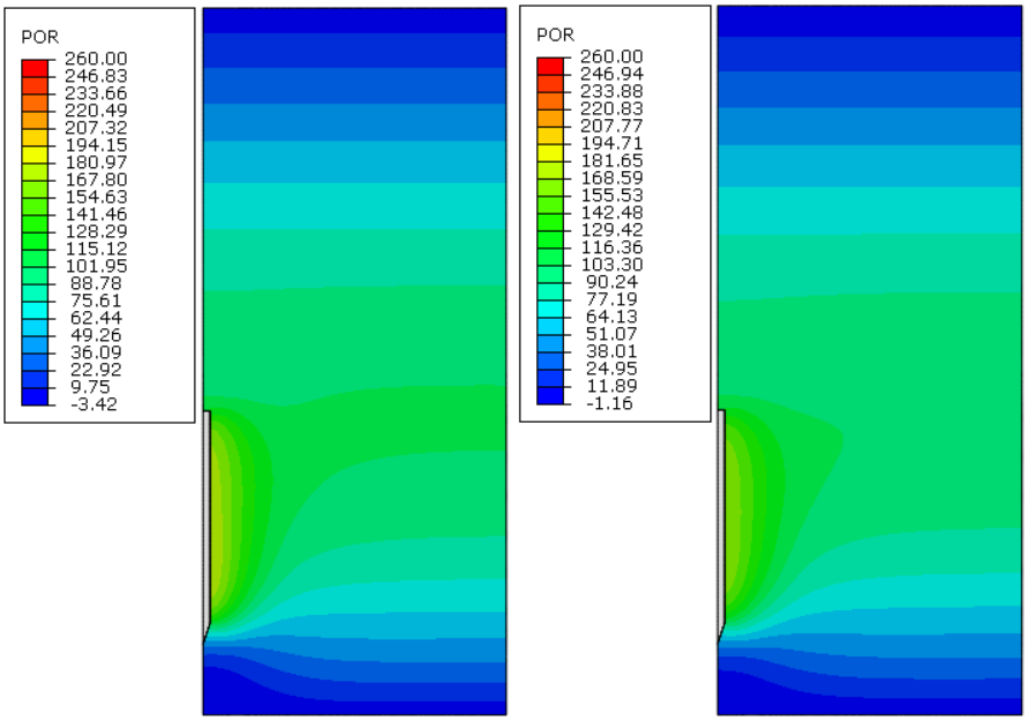


Figura A.2 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 10 dias (esquerda) e 15 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

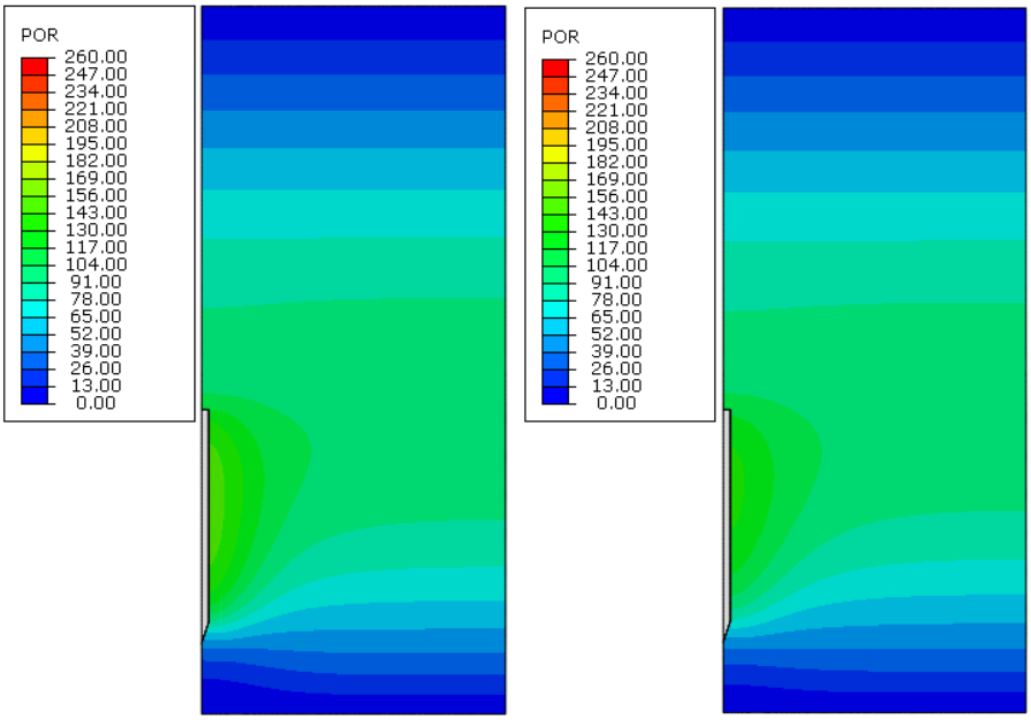


Figura A.3 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 30 dias (esquerda) e 60 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

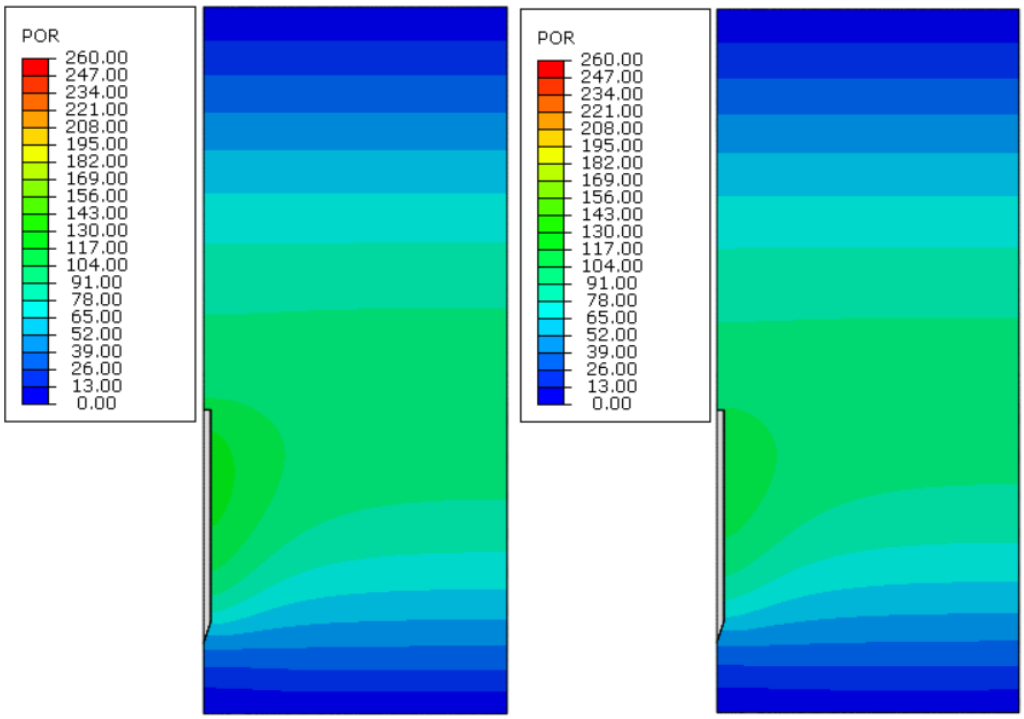


Figura A.4 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 150 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

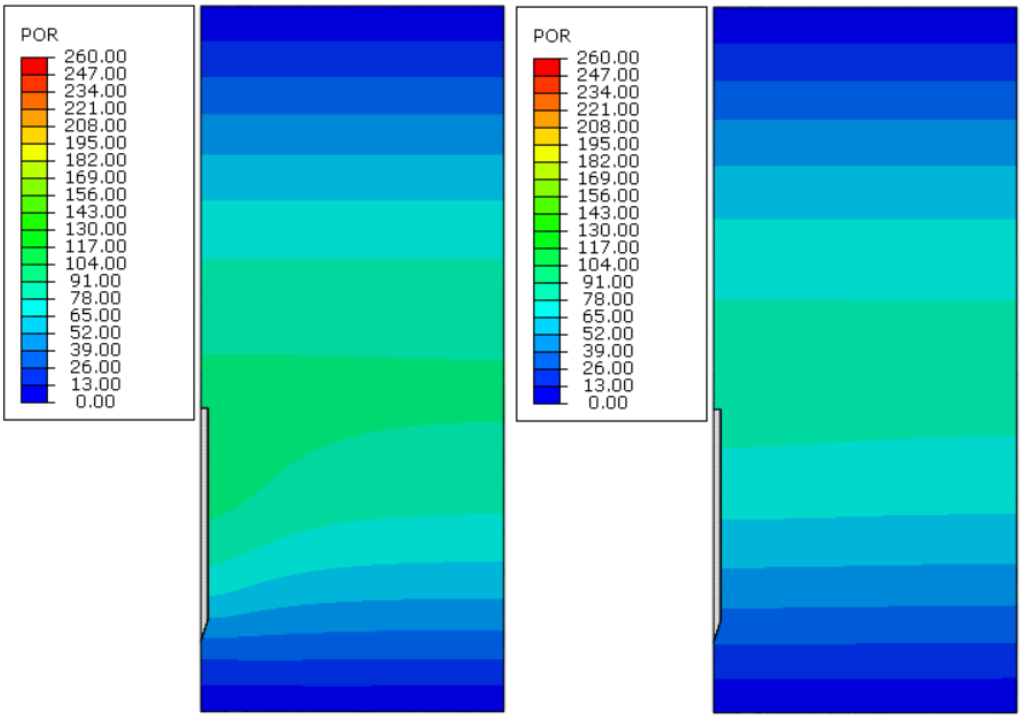


Figura A.5 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 300 dias (esquerda) e 600 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

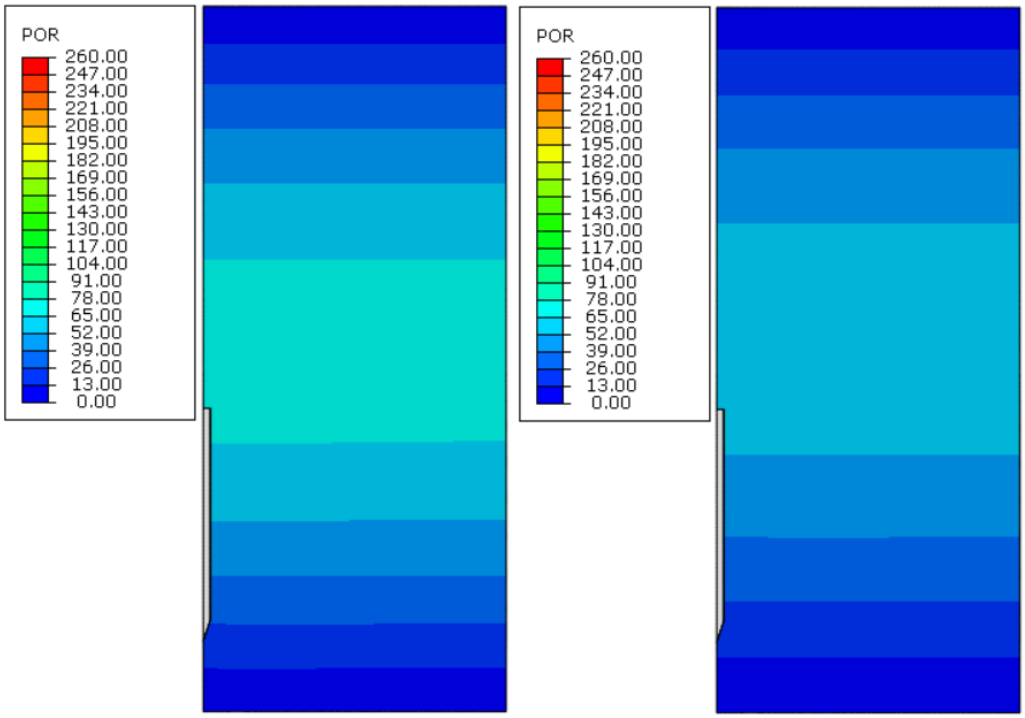


Figura A.6 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1.000 dias (esquerda) e 1.500 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

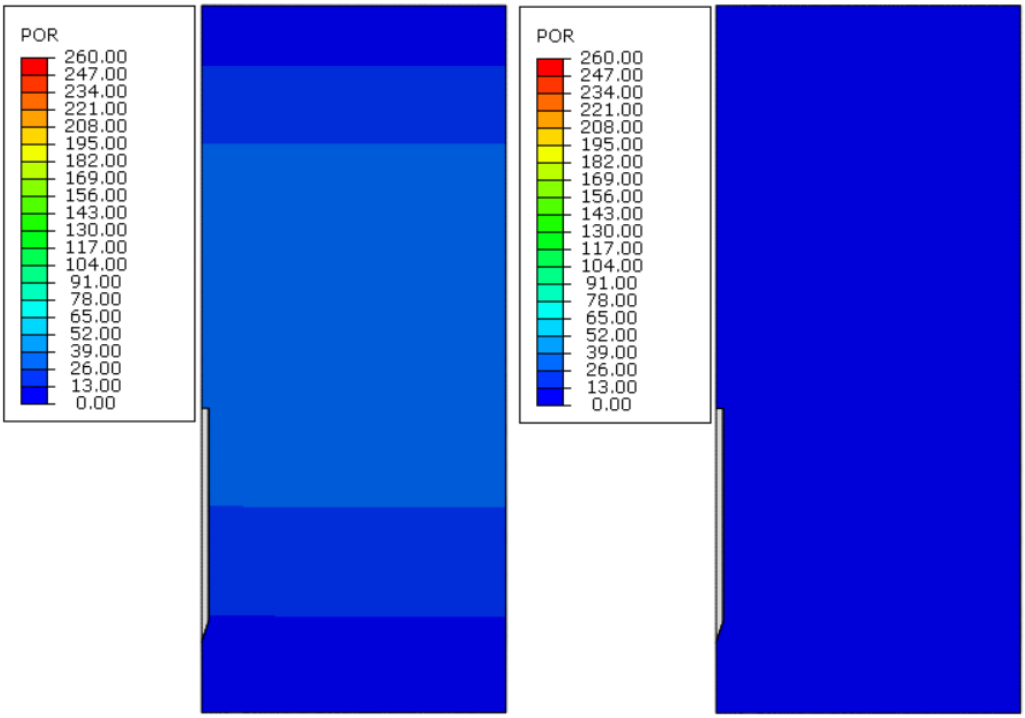


Figura A.7 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 1{,}24z$.

A.2. Solo com perfil de resistência não drenada: $s_u(z) = 3 + 2,48z$.

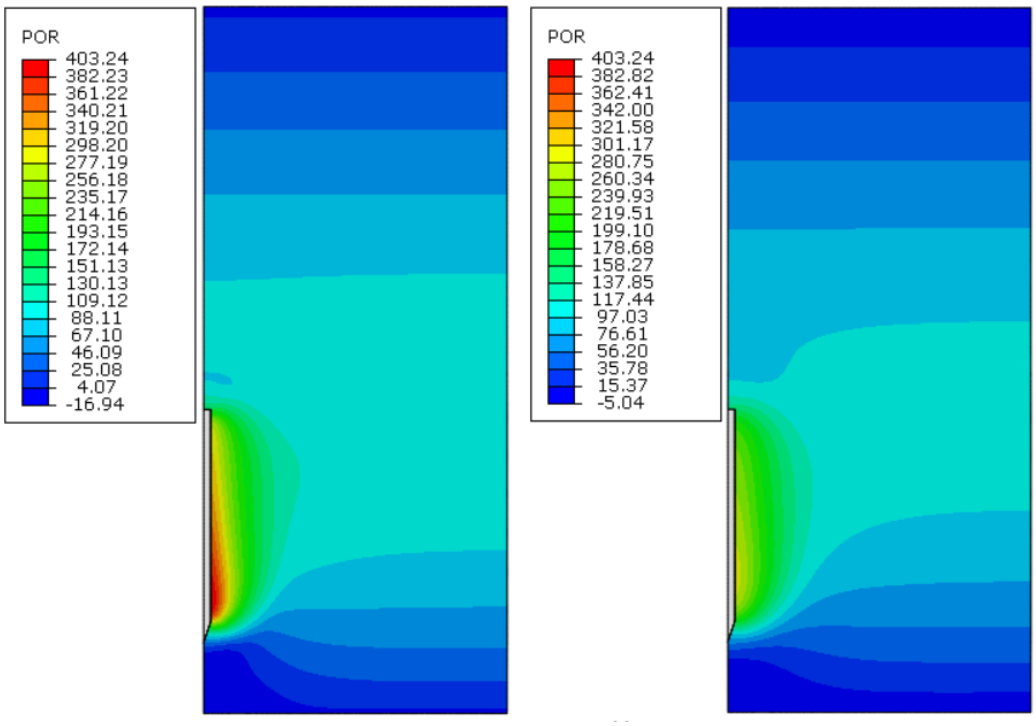


Figura A.8 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 5 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2,48z$.

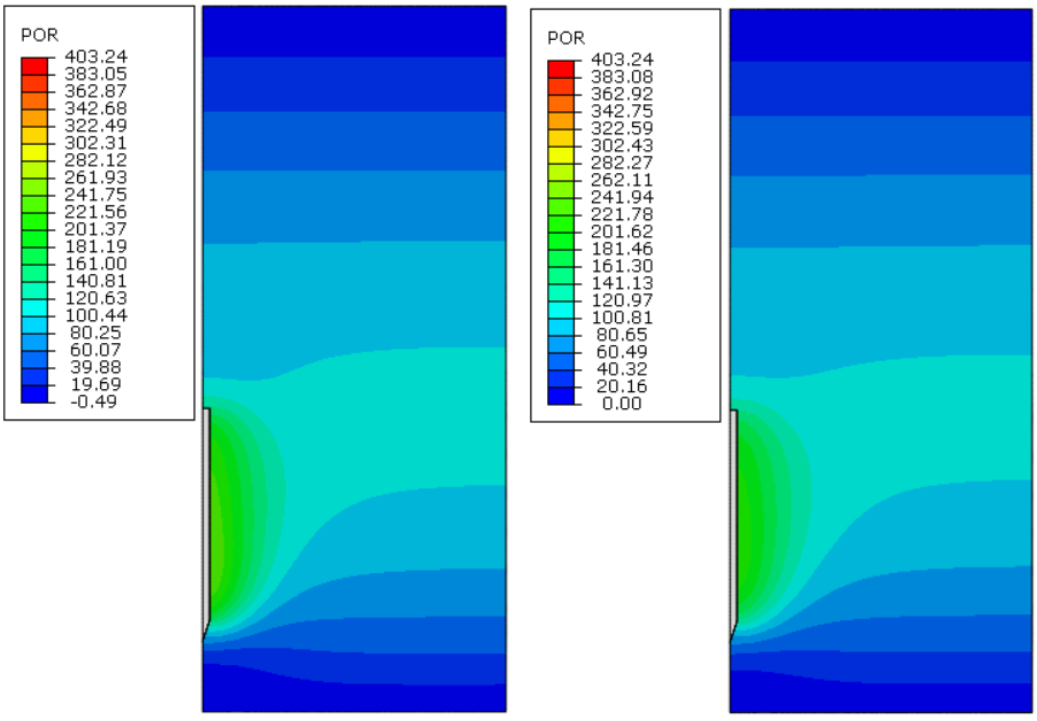


Figura A.9 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 10 dias (esquerda) e 15 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2,48z$.

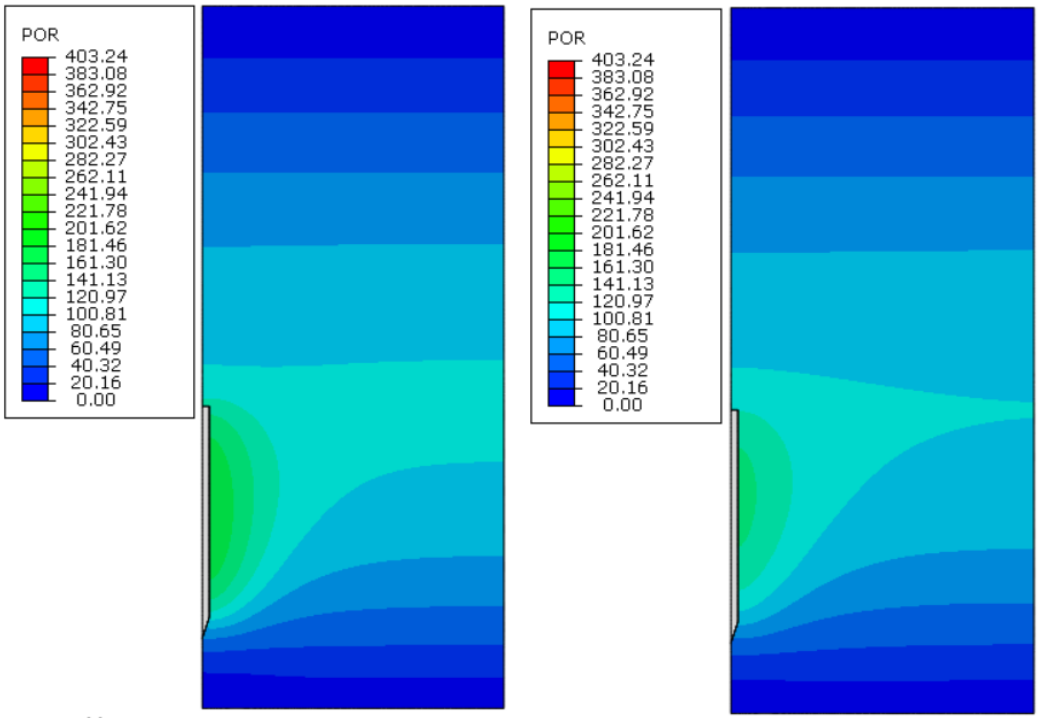


Figura A.10 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 30 dias (esquerda) e 60 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

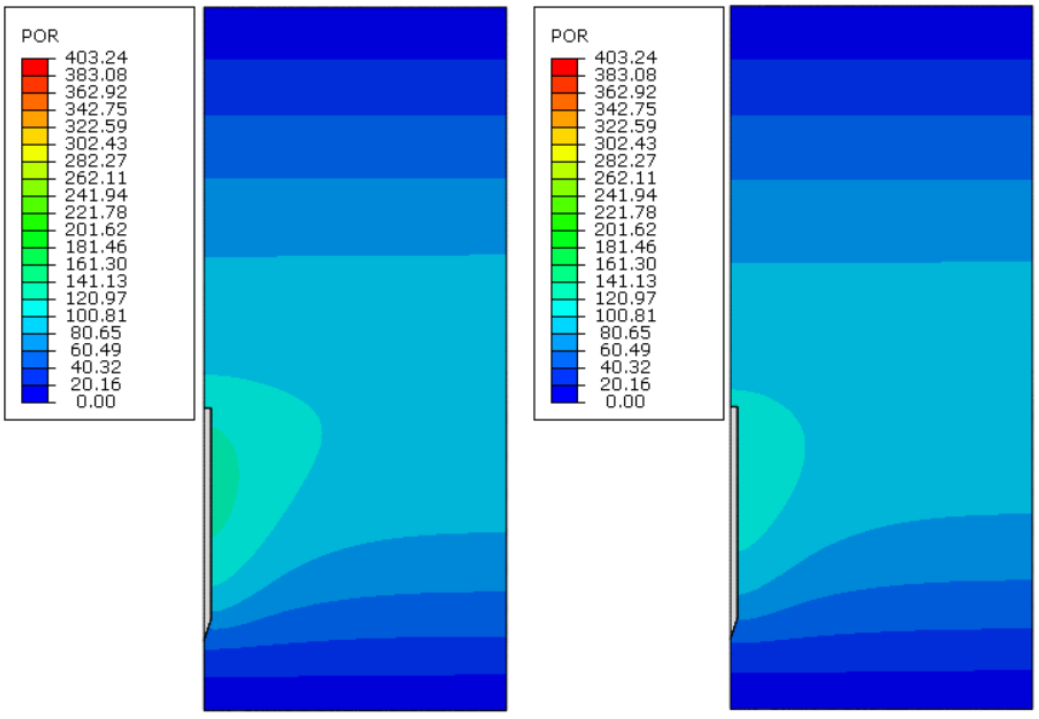


Figura A.11 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 150 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

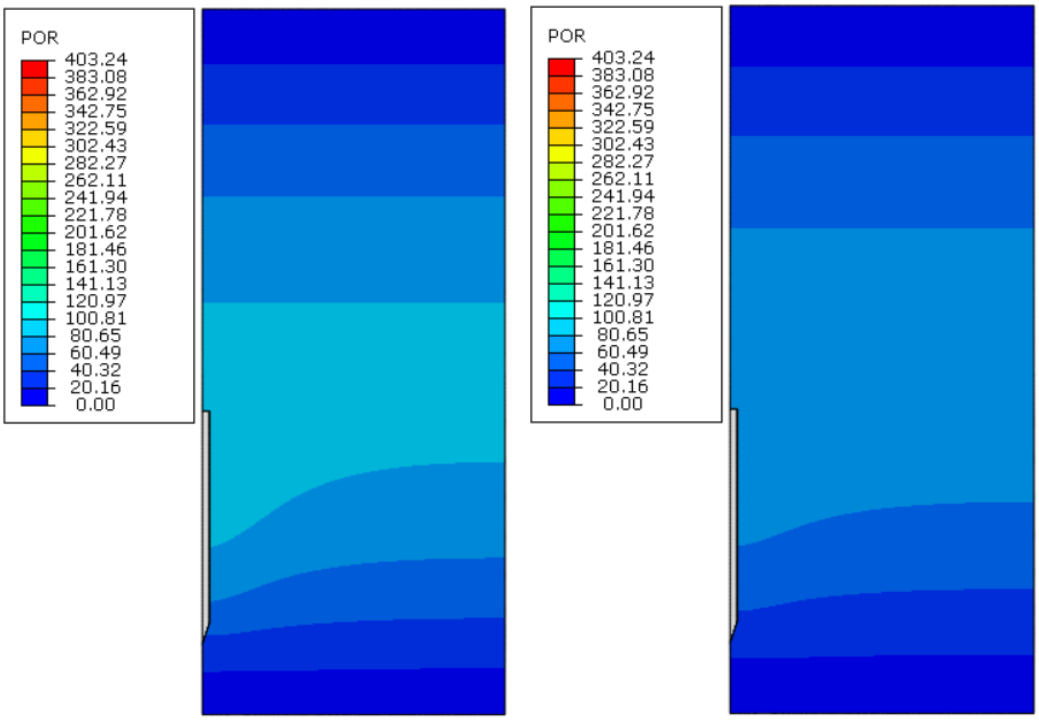


Figura A.12 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 300 dias (esquerda) e 600 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

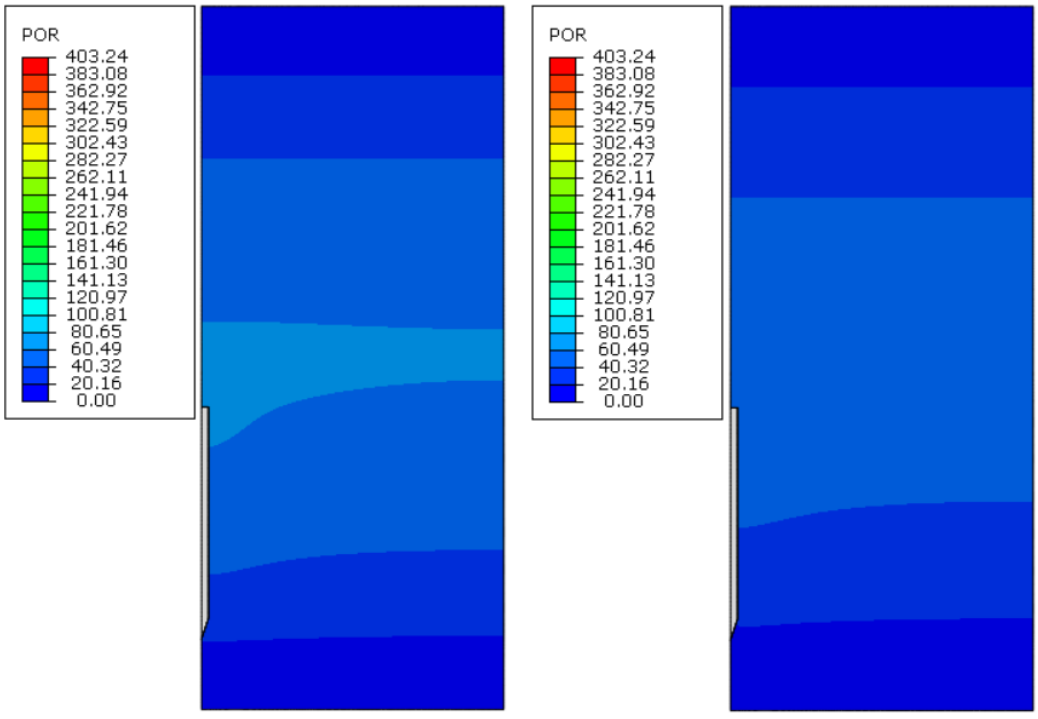


Figura A.13 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1.000 dias (esquerda) e 1.500 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

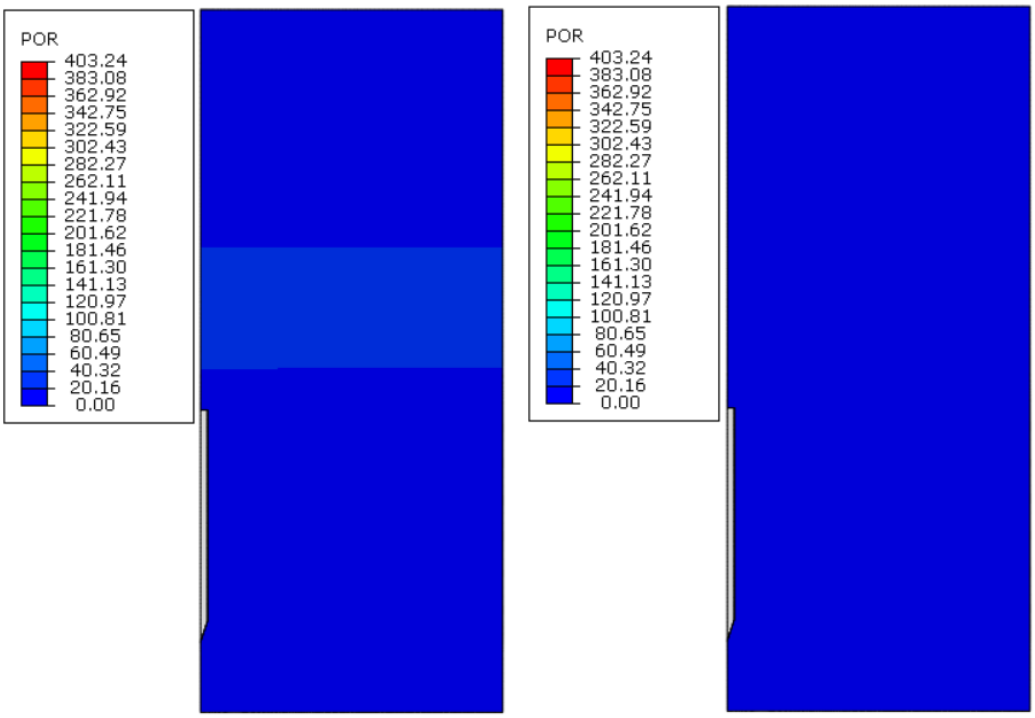


Figura A.14 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 2{,}48z$.

A.3. Solo com perfil de resistência não drenada: $\mathbf{s_u(z) = 3 + 3{,}96z}$.

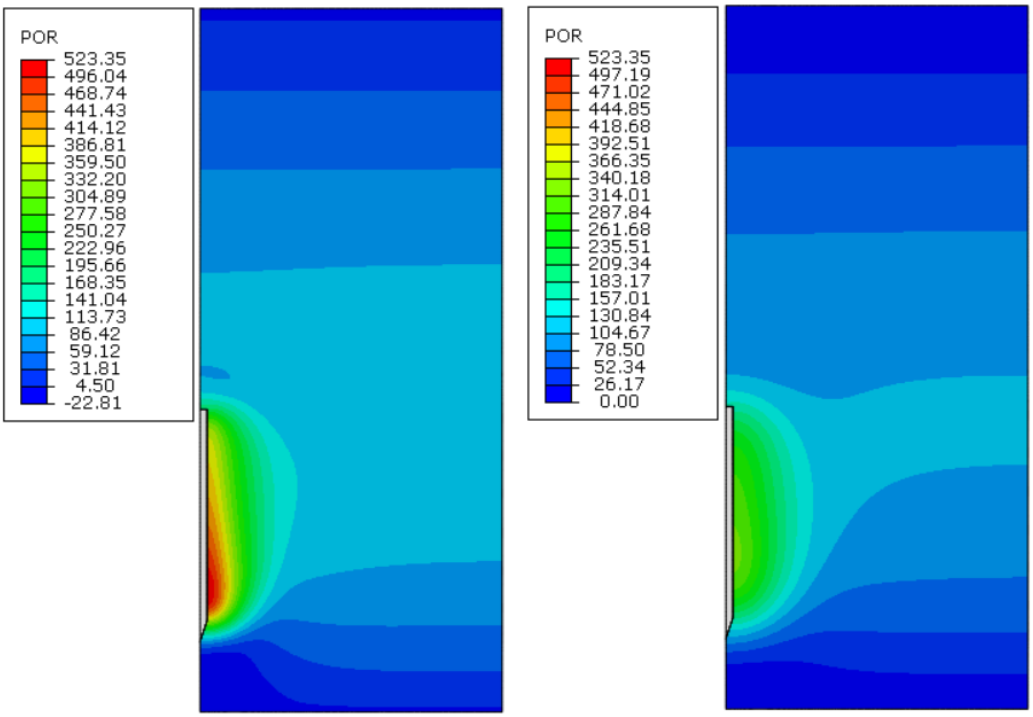


Figura A.15 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1 dia (esquerda) e 5 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

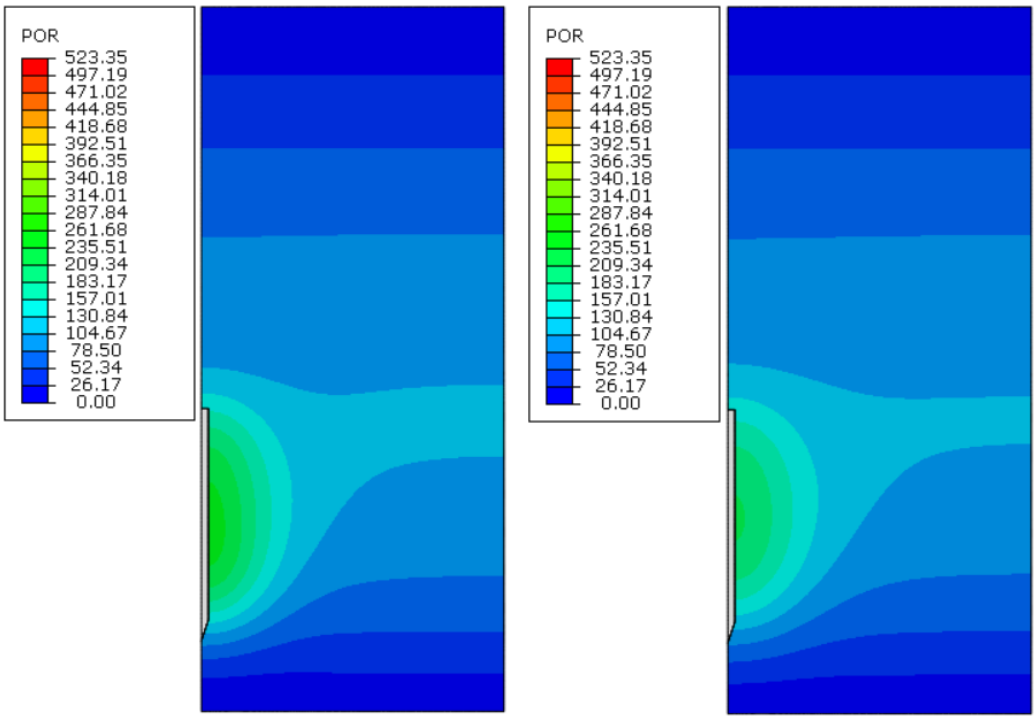


Figura A.16 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 10 dias (esquerda) e 15 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

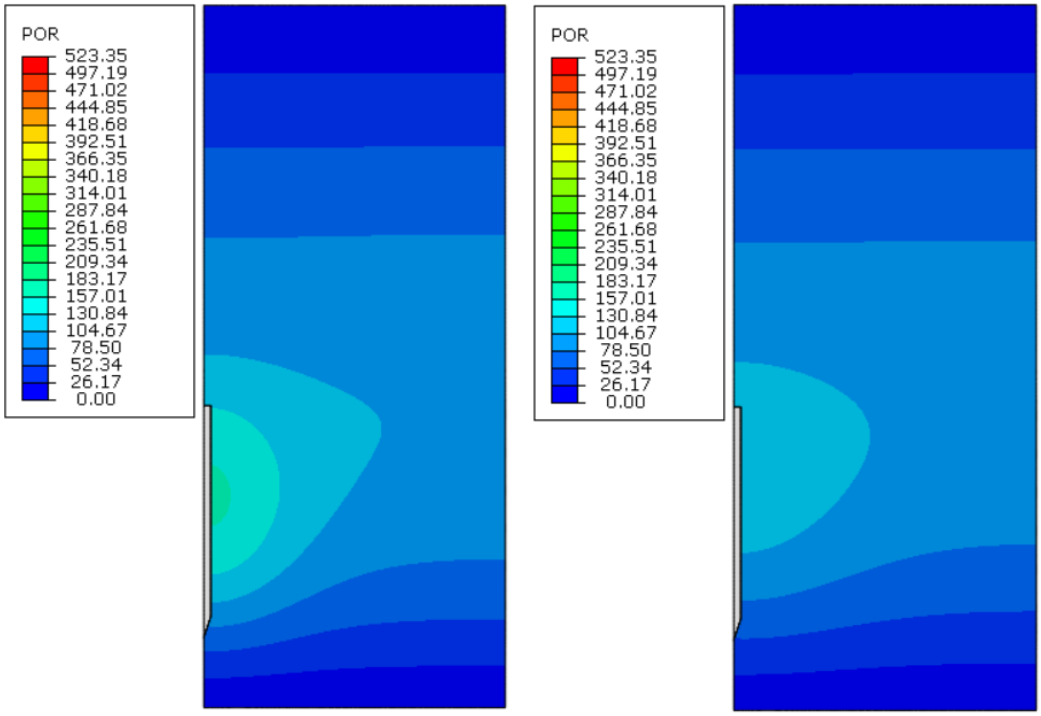


Figura A.17 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 30 dias (esquerda) e 60 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

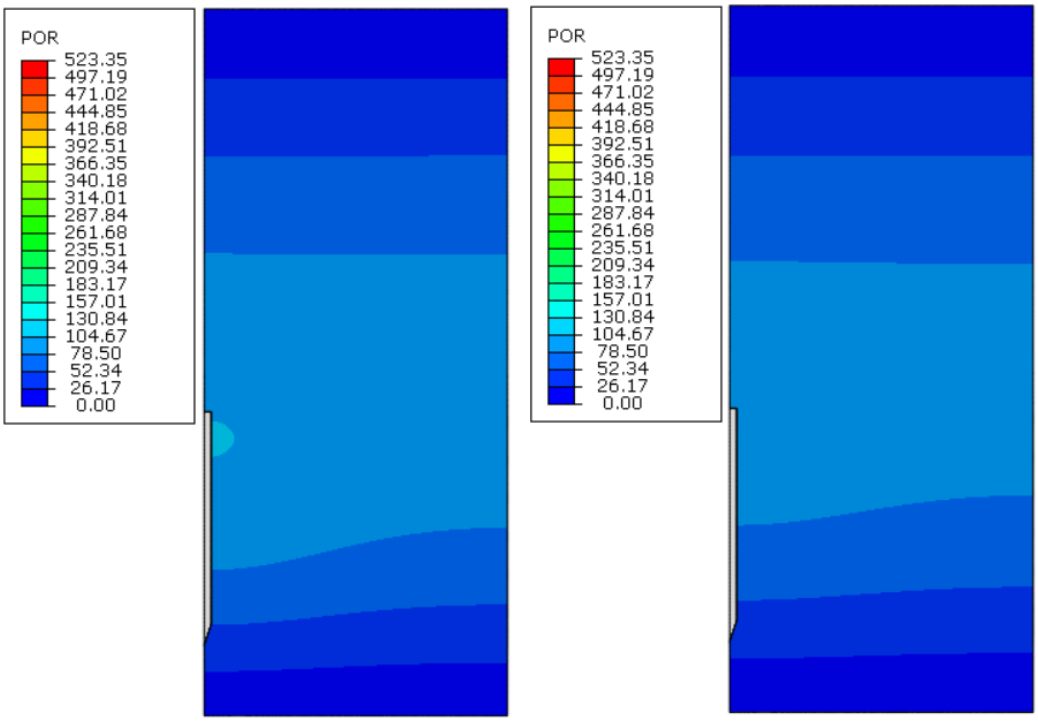


Figura A.18 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 100 dias (esquerda) e 150 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

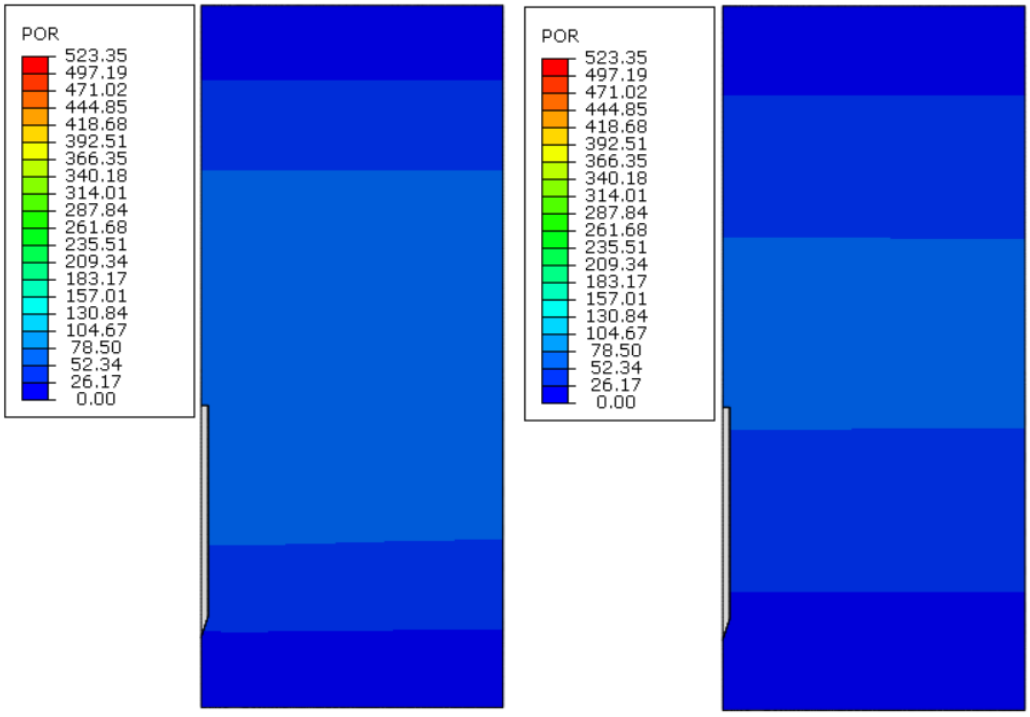


Figura A.19 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 300 dias (esquerda) e 600 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

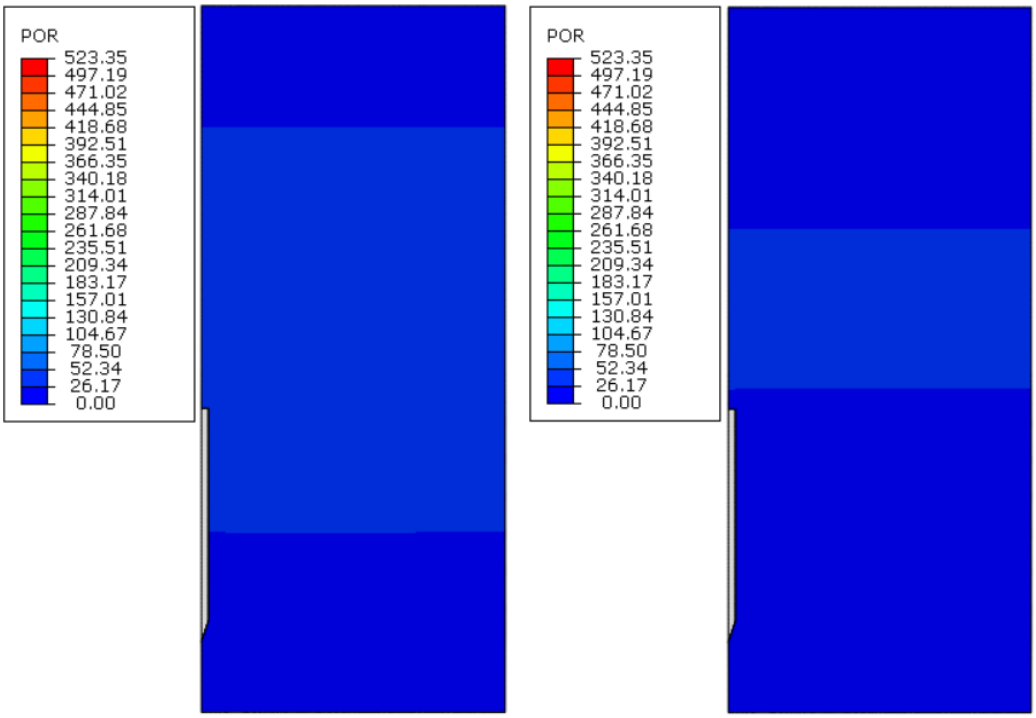


Figura A.20 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 1.000 dias (esquerda) e 1.500 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.

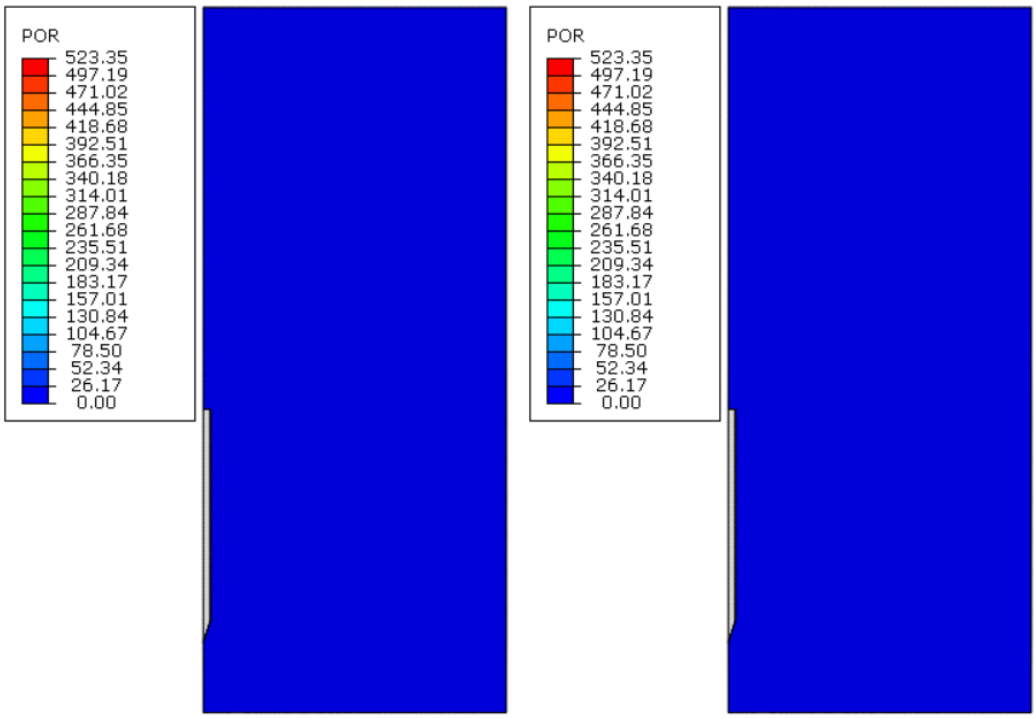


Figura A.21 – Distribuição do excesso de poro-pressões no solo: 3.000 dias (esquerda) e 18.000 dias (direita) após a instalação – $s_u(z) = 3 + 3{,}96z$.