

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo numérico da atenuação de cargas devido à interação solo-
corrente em linhas de ancoragem de plataformas *offshore***

Eduardo Gibbon Rosa

Porto Alegre
2024

EDUARDO GIBBON ROSA

**ESTUDO NUMÉRICO DA ATENUAÇÃO DE CARGAS
DEVIDO À INTERAÇÃO SOLO-CORRENTE EM LINHAS DE
ANCORAGEM DE PLATAFORMAS *OFFSHORE***

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em
Engenharia.

Porto Alegre
2024

EDUARDO GIBBON ROSA

**ESTUDO NUMÉRICO DA ATENUAÇÃO DE CARGAS
DEVIDO À INTERAÇÃO SOLO-CORRENTE EM LINHAS DE
ANCORAGEM DE PLATAFORMAS *OFFSHORE***

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, área de concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

Porto Alegre, 22 de março de 2024

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. Techn., Universität Innsbruck, Áustria
Orientador

Prof. Nilo César Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Doutor pela Concordia University, Canadá

Prof. Gilberto Bruno Ellwanger (UFRJ)
Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Prof. José Renato Mendes de Sousa (UFRJ)
Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Dedico este trabalho aos meus pais, Ana Luiza Gibbon
Rosa e Marcos Antonio da Rocha Rosa.

AGRADECIMENTOS

Dou início à esta seção de agradecimentos citando minha companheira de vida, Betina Mariano Jensen, sem a qual este período extremamente desgastante não poderia ter sido bem-sucedido. Obrigado pela convivência do dia a dia e por ser meu braço direito. Existe vida após o doutorado e estamos prestes a vivê-la.

Agradeço minha mãe e meu pai, aos quais já realizei a dedicatória deste trabalho. Vocês me prepararam e me educaram para o mundo, de maneira que nenhuma universidade, curso ou título poderia fazer. Sem dúvidas, esta é a maior formação que levarei por toda a minha vida. Obrigado por todo o apoio e pela certeza de que sempre estarão comigo quando eu precisar.

Agradeço aos meus familiares e amigos, de maneira geral, pelos encorajamentos ao longo da caminhada e pelas necessárias distrações. Estive ausente bem mais do que o ideal e devo ter tornado difícil a manutenção das nossas relações. Mesmo assim, sei que essa conquista contou com a participação e a torcida de todos vocês.

Agradeço ao Prof. Marcelo Rocha, orientador desta tese, pela assistência nos momentos em que foi necessário e, principalmente, pelo crédito depositado em meu trabalho, mesmo quando as coisas não saíram como esperado. Faço um agradecimento também ao Prof. Samir Maghous, pelos seus importantes apontamentos ainda à época da qualificação e pelo fundamental encorajamento à finalização do trabalho.

Agradeço à Capes e ao CNPq pelo período em que fui bolsista, possibilitando o desenvolvimento da minha pesquisa.

Por fim, agradeço a Deus, que, sem dúvidas, mostrou ter me acompanhado na conclusão deste trabalho. Para quem possui pensamento tão racional, é muito complicado aceitar que certas coisas não estão no nosso controle e precisam acontecer da maneira como Ele define. Foi passando por tempos difíceis que pude me dar conta disso e este aprendizado é imensurável.

"Peçam, e lhes será dado; busquem, e encontrarão; batam,
e a porta lhes será aberta.

Pois todo o que pede, recebe; o que busca, encontra; e
àquele que bate, a porta será aberta."

Mateus 7:7,8

RESUMO

ROSA, E. G. **Estudo numérico da atenuação de cargas devido à interação solo-corrente em linhas de ancoragem de plataformas *offshore***. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

A partir do progresso da exploração de petróleo e o avanço para zonas *offshore* em grandes profundidades de coluna d'água, a solução para a manutenção do posicionamento das plataformas migrou dos convencionais sistemas fixos e rígidos para sistemas de ancoragem flexíveis, formados pela união de linhas de ancoragem com elementos de fundação. Em suma, um sistema de ancoragem consiste em um cabo ou corrente fixado na unidade flutuante, em sua extremidade superior, e em uma âncora ou estaca, na sua extremidade inferior, apresentando tanto um trecho de corrente submerso quanto um trecho de corrente embutido no interior do solo. Neste contexto, observações práticas e investigações experimentais conduzidas em escala reduzida mostram que a carga aplicada no ponto de embutimento da corrente, situado na superfície do solo marinho, não apresenta a mesma magnitude e direção da carga atuante no dispositivo de ancoragem. Tal fenômeno é identificado como “atenuação de carga” e pode ser relacionado com o formato de catenária inversa desenvolvido pela linha de ancoragem embutida no solo, que provoca reações normais e tangenciais na interface solo-corrente ao longo deste trecho. Atualmente, as soluções analíticas disponíveis na literatura possuem caráter empírico e não incorporam uma série de variáveis que agregam à complexidade do problema. Sendo assim, com o objetivo de analisar o problema sob o ponto de vista numérico e possibilitar sua futura reprodução e aprimoramento, é apresentado um modelo tridimensional em elementos finitos, simulando o maciço de solo, a linha de ancoragem e a interface entre os materiais, com o auxílio do *software* comercial ANSYS®, adotando seus elementos e leis de comportamento nativas. A fim de validar e verificar o modelo, foram selecionados diferentes estudos, tanto numéricos quanto experimentais, resultando em um conjunto total de 21 simulações para comparação. As análises propostas retornam os percentuais de carga atenuada para diferentes considerações de rigidez na interface solo-corrente, nas quais foi obtida boa correspondência com os resultados de referência. Além disso, para analisar a influência de propriedades mecânicas do solo e geometria da catenária formada, conduziu-se estudos paramétricos com variação de resistência não-drenada, módulo de elasticidade do solo, profundidade de ancoragem, ângulo na extremidade inferior da linha e projeção horizontal do trecho embutido, fornecendo outros 11 modelos para investigação. Como principais conclusões, ratificou-se a resistência do solo como a variável mais benéfica para o aumento da atenuação, verificou-se que a extensão horizontal da catenária pode ser mais impactante do que a profundidade de ancoragem na dissipação de carga e observou-se a existência de uma curva típica de atenuação em relação ao módulo de rigidez transversal da interface, a qual pode ser reproduzida em diferentes condições de ancoragem e interpretada para aplicação em projeto.

Palavras-chave: *interação solo-corrente; linha de ancoragem; atenuação de cargas; catenária inversa.*

ABSTRACT

ROSA, E. G. **Numerical study of load attenuation due to soil-chain interaction on offshore platforms mooring lines.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

With the progress of oil exploration and the advancement towards offshore zones in greater depths, the solution for maintaining the positioning of platforms has shifted from conventional fixed and rigid systems to flexible mooring systems, formed by the combination of mooring lines and foundation elements. In essence, a mooring system consists of a cable or chain fixed to the floating unit at its upper end and an anchor or pile at its lower end, which implies that, along its length, the chain is not only submerged in water but also embedded in the soil. In this context, practical observations and experimental investigations conducted on a reduced scale reveal that the load applied at the embedment point located on the seabed does not reach the same magnitude and direction as the load acting on the anchoring device. This phenomenon, identified as "load attenuation," can be related to the inverse catenary shape developed by the embedded mooring line, providing normal and tangential reactions at the soil-chain interface along the segment. Currently, the analytical solutions available in the literature are empirical and do not incorporate a series of variables that add to the complexity of the problem. Therefore, to analyze the problem from a numerical perspective and enable its future reproduction and improvement, a three-dimensional finite element model is presented, simulating the soil mass, the mooring line, and the soil-chain interface, within the commercial software ANSYS®, adopting its native elements and constitutive materials behavior. To validate and verify the model, different studies were selected, both numerical and experimental, resulting in a total set of 21 simulations for comparison. The proposed analyses return percentages of attenuated load for different stiffness considerations in the soil-chain interface, in which good correspondence with reference results was obtained. Furthermore, to analyze the influence of soil mechanical properties and the geometry of the expected catenary, parametric studies were conducted with variations in undrained strength, soil Young's modulus, mooring depth, angle at the lower end of the line, and horizontal projection of the embedded segment, providing 11 additional models for investigation. As the main conclusions, soil strength was reaffirmed as one of the most beneficial variables in increasing attenuation, it was observed that the horizontal extension of the catenary can be more impactful than mooring depth in load dissipation, and the existence of a typical attenuation curve related to the transversal stiffness modulus of the interface was observed, which can be reproduced in different mooring conditions and interpreted for application in engineering design.

Keywords: *anchor-chain interaction, mooring line, load attenuation, inverse catenary.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema básico de um sistema de ancoragem.	36
Figura 2.2 – Ilustração dos principais tipos de plataformas: (a) sistema fixo, (b) semissubmersível, (c) FPSO e (d) TLP.	37
Figura 2.3 – Turbinas eólicas flutuantes fixadas por meio de sistemas de ancoragem.	39
Figura 2.4 – Geometria típica para os elos de linhas de ancoragem.	41
Figura 2.5 – Ilustrações reais dos elos do tipo <i>studlink</i> (à esquerda) e <i>studless</i> (à direita).	41
Figura 2.6 – Componentes do sistema de ancoragem em catenária.	42
Figura 2.7 – Características do sistema de ancoragem do tipo catenária.	43
Figura 2.8 – Componentes do sistema de ancoragem em <i>taut leg</i>	44
Figura 2.9 - Características do sistema de ancoragem do tipo <i>taut leg</i>	44
Figura 2.10 – Diferentes soluções para dispositivos de ancoragem.	45
Figura 2.11 – Estacas torpedo dotadas de aletas laterais.	48
Figura 2.12 – Estacas torpedo com olhais interno (à esquerda) e externo (à direita).	48
Figura 2.13 – Sequência de instalação de estaca torpedo.	49
Figura 2.14 – Esforços naturais no sistema de ancoragem.	51
Figura 2.15 – Registro temporal para o “Caso Típico da Petrobras”.	53
Figura 2.16 – Função de densidade espectral para o registro temporal do “Caso Típico da Petrobras”.	54
Figura 2.17 – Segmento idealizado por Vivatrat <i>et al.</i> (1982).	59
Figura 2.18 – Segmento idealizado por Degenkamp e Dutta (1989).	60
Figura 3.1 – Representação esquemática do aparato experimental utilizado por Degenkamp e Dutta (1989).	65
Figura 3.2 – Domínio de modelagem idealizado por Li <i>et al.</i> (2016).	67
Figura 3.3 – Zona de plastificação típica descrita por Li <i>et al.</i> (2016).	67
Figura 3.4 – Equipamento utilizado para simulação de sistema de ancoragem em escala reduzida.	68
Figura 3.5 – Vista superior de uma das configurações de ensaio.	69
Figura 3.6 – Segmento de corrente utilizado por Rocha <i>et al.</i> (2016).	70
Figura 3.7 – Perfil típico de resistência não-drenada para argilas do litoral brasileiro.	72
Figura 3.8 – Resultados dos ensaios de resistência para a “Argila A” (à esquerda) e “Argila B” (à direita).	73
Figura 3.9 – Domínio computacional (profundidade de 15 m).	74

Figura 3.10 – Detalhe do plano intermediário ($z = 3,5m$), que intercepta a linha de ancoragem.	75
Figura 3.11 – Variação da atenuação de carga em relação ao valor de rigidez tangencial.	76
Figura 3.12 – Representação esquemática para obtenção da catenária inversa.....	79
Figura 3.13 – Catenárias para os Testes do Programa Petrobras.....	80
Figura 3.14 – Haste que representa o dispositivo de ancoragem.....	80
Figura 3.15 – Configuração do ensaio: equipamento de cravação restringe o deslocamento da haste enquanto o carregamento é aplicado na extremidade livre da corrente.	81
Figura 3.16 – Detalhe da folga de 5 mm entre equipamento de cravação e haste, antes da aplicação de carregamento.	82
Figura 3.17 – Contato entre equipamento de cravação e haste, restringindo deslocamentos após aplicação de carregamento.	82
Figura 3.18 – Corrente utilizada nos ensaios de campo.....	83
Figura 3.19 – Comportamento da resistência não-drenada (S_u) ao longo da profundidade.	85
Figura 4.1 - Configurações geométricas possíveis para o elemento <i>SOLID185</i>	89
Figura 4.2 – Configuração geométrica do elemento <i>LINK180</i>	90
Figura 4.3 - Configuração geométrica do elemento <i>CONTA175</i>	91
Figura 4.4 - Configuração geométrica do elemento <i>TARGE170</i>	92
Figura 4.5 – Representação esquemática do modelo de atrito que descreve o comportamento da interface solo-corrente.....	100
Figura 4.6 – Esquema de formação e deslocamento da catenária inversa: a) posição original e b) posição modificada.	103
Figura 4.7 – Volumetria do problema com destaque para os vértices que formam o maciço de solo.....	104
Figura 4.8 – Variação de propriedades do solo na direção Y.....	105
Figura 4.9 – Exemplo do estado de tensões iniciais: $\sigma_{X0} = \sigma_{Y0} = \sigma_{Z0}$	108
Figura 4.10 – Exemplo de deformações iniciais obtidas (U_y).....	108
Figura 4.11 – Condições de contorno adotadas para os modelos numéricos.	109
Figura 5.1 - Esquema ilustrativo do trecho da linha de ancoragem no interior do solo marinho.	113
Figura 5.2 – Representação das catenárias de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).	114
Figura 5.3 – Modelo de elementos finitos para os casos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).	116

Figura 5.4 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações dos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).....	119
Figura 5.5 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 6.1: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	120
Figura 5.6 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 6.1: vistas frontal e isométrica.	121
Figura 5.7 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 6.4: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	122
Figura 5.8 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 6.4: vistas frontal e isométrica.	123
Figura 5.9 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 7.1: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	124
Figura 5.10 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 7.1: vistas frontal e isométrica.	125
Figura 5.11 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 7.4: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	126
Figura 5.12 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 7.4: vistas frontal e isométrica.	127
Figura 5.13 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 8.1: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	128
Figura 5.14 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 8.1: vistas frontal e isométrica.	129
Figura 5.15 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 8.4: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	130
Figura 5.16 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 8.4: vistas frontal e isométrica.	131
Figura 5.17 – Representação das catenárias de Rocha <i>et al.</i> (2016).....	135
Figura 5.18 – Modelo de elementos finitos para simular os ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).	137
Figura 5.19 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações dos ensaios de Rocha <i>et al.</i> (2016).	139
Figura 5.20 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 2: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	140

Figura 5.21 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 2: vistas frontal e isométrica.	141
Figura 5.22 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 3: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	142
Figura 5.23 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 3: vistas frontal e isométrica.	143
Figura 5.24 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 11: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	144
Figura 5.25 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 11: vistas frontal e isométrica.	145
Figura 5.26 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 12: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	146
Figura 5.27 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 12: vistas frontal e isométrica.	147
Figura 5.28 – Representação das catenárias de Braun <i>et al.</i> (2018).	152
Figura 5.29 – Modelo de elementos finitos para simular o estudo numérico de Braun <i>et al.</i> (2018).	154
Figura 5.30 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações do estudo de Braun <i>et al.</i> (2018).	156
Figura 5.31 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo H 15: vistas frontal e isométrica (unid. em kPa).....	157
Figura 5.32 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo H 15: vistas frontal e isométrica.	158
Figura 5.33 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo H 20: vistas frontal e isométrica (unid. em kPa).....	159
Figura 5.34 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo H 20: vistas frontal e isométrica.	160
Figura 5.35 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo H 25: vistas frontal e isométrica (unid. em kPa).....	161
Figura 5.36 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo H 25: vistas frontal e isométrica.	162
Figura 5.37 – Representação das catenárias do programa Petrobras.	166

Figura 5.38 – Modelo de elementos finitos para simular os testes de campo do programa Petrobras.....	168
Figura 5.39 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações dos testes de campo do programa Petrobras.....	170
Figura 5.40 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 3 – A11: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	171
Figura 5.41 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – A11: vistas frontal e isométrica.....	172
Figura 5.42 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 3 – A30: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	173
Figura 5.43 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – A30: vistas frontal e isométrica.....	174
Figura 5.44 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 3 – B11: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	175
Figura 5.45 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – B11: vistas frontal e isométrica.....	176
Figura 5.46 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 3 – B30: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	177
Figura 5.47 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – B30: vistas frontal e isométrica.....	178
Figura 5.48 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – A11: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	179
Figura 5.49 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – A11: vistas frontal e isométrica.....	180
Figura 5.50 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – A30: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	181
Figura 5.51 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – A30: vistas frontal e isométrica.....	182
Figura 5.52 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – B11: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).	183
Figura 5.53 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – B11: vistas frontal e isométrica.....	184

Figura 5.54 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – B30: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	185
Figura 5.55 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – B30: vistas frontal e isométrica.....	186
Figura 6.1 – Representação da catenária inversa referencial para os estudos paramétricos. .	191
Figura 6.2 – Modelo de elementos finitos para condução dos estudos paramétricos.....	193
Figura 6.3 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – 0,7 Su , 1,4 Su e 2,8 Su	195
Figura 6.4 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – 0,7 Su : vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	196
Figura 6.5 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – 0,7 Su : vistas frontal e isométrica.....	197
Figura 6.6 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – 1,4 Su : vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	198
Figura 6.7 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – 1,4 Su : vistas frontal e isométrica.....	199
Figura 6.8 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – 2,8 Su : vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	200
Figura 6.9 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – 2,8 Su : vistas frontal e isométrica.....	201
Figura 6.10 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – β 150, β 300 e β 600.	204
Figura 6.11 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – β 150: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	205
Figura 6.12 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – β 150: vistas frontal e isométrica.....	206
Figura 6.13 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – β 300: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	207
Figura 6.14 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – β 300: vistas frontal e isométrica.....	208
Figura 6.15 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – β 600: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	209

Figura 6.16 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – β 600: vistas frontal e isométrica.....	210
Figura 6.17 – Catenárias para avaliação da influência da profundidade.....	213
Figura 6.18 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – H 25, H 30 e H 35.	214
Figura 6.19 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – H 25: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	215
Figura 6.20 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – H 25: vistas frontal e isométrica.....	216
Figura 6.21 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – H 30: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	217
Figura 6.22 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – H 30: vistas frontal e isométrica.....	218
Figura 6.23 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – H 35: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).....	219
Figura 6.24 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – H 35: vistas frontal e isométrica.....	220
Figura 6.25 – Catenárias inversas idealizadas para avaliação da influência do ângulo na extremidade inferior.....	223
Figura 6.26 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – θ_n 85, θ_n 80e θ_n 70.....	224
Figura 6.27 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – θ_n 85: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	225
Figura 6.28 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – θ_n 85: vistas frontal e isométrica.....	226
Figura 6.29 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – θ_n 80: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	227
Figura 6.30 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – θ_n 80: vistas frontal e isométrica.....	228
Figura 6.31 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – θ_n 70: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).	229
Figura 6.32 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – θ_n 70: vistas frontal e isométrica.....	230

Figura 6.33 – Catenárias inversas idealizadas para avaliação da influência da projeção horizontal.....	233
Figura 6.34 – Curva de atenuação <i>versus</i> rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – <i>Xcat</i> 10, <i>Xcat</i> 15 e <i>Xcat</i> 20.	234
Figura 6.35 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – <i>Xcat</i> 10: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	235
Figura 6.36 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – <i>Xcat</i> 10: vistas frontal e isométrica.....	236
Figura 6.37 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – <i>Xcat</i> 15: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	237
Figura 6.38 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – <i>Xcat</i> 15: vistas frontal e isométrica.....	238
Figura 6.39 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – <i>Xcat</i> 20: vistas frontal e isométrica (unidade em <i>kPa</i>).....	239
Figura 6.40 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – <i>Xcat</i> 20: vistas frontal e isométrica.....	240
Figura 7.1 – Formato da curva típica de atenuação para o problema estudado.....	247

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores utilizados pela Petrobras para fator de segurança na determinação de carregamentos em estacas torpedo.....	52
Tabela 3.1 – Grandezas de base e grandezas derivadas nos ensaios de Rocha <i>et al.</i> (2016)...	71
Tabela 3.2 – Grandezas de base e grandezas derivadas nos testes de campo do programa Petrobras.....	84
Tabela 5.1 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes aos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).	111
Tabela 5.2 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes aos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).	112
Tabela 5.3 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).....	112
Tabela 5.4 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).	115
Tabela 5.5 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).	115
Tabela 5.6 – Resultantes obtidas ao simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).....	117
Tabela 5.7 – Atenuações obtidas ao simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li <i>et al.</i> (2016).....	117
Tabela 5.8 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes aos ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).....	133
Tabela 5.9 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes aos ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).....	134
Tabela 5.10 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).	134
Tabela 5.11 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular os ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).....	136
Tabela 5.12 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular os ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).....	136
Tabela 5.13 – Resultantes e atenuação obtidas ao simular os ensaios experimentais de Rocha <i>et al.</i> (2016).....	138

Tabela 5.14 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes ao estudo numérico de Braun <i>et al.</i> (2018).....	149
Tabela 5.15 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes ao estudo numérico de Braun <i>et al.</i> (2018).....	150
Tabela 5.16 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes ao estudo numérico de Braun <i>et al.</i> (2018).....	150
Tabela 5.17 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular o estudo numérico de Braun <i>et al.</i> (2018).....	153
Tabela 5.18 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular o estudo numérico de Braun <i>et al.</i> (2018).....	153
Tabela 5.19 – Resultantes e atenuação no estudo de Braun <i>et al.</i> (2018).....	155
Tabela 5.20 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes aos testes de campo do programa Petrobras.	164
Tabela 5.21 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes aos testes de campo do programa Petrobras.	165
Tabela 5.22 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos testes de campo do programa Petrobras.	165
Tabela 5.23 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular os testes de campo do programa Petrobras.	167
Tabela 5.24 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular os testes de campo do programa Petrobras.	167
Tabela 5.25 – Resultantes e atenuação obtidas ao simular os testes de campo do programa Petrobras.....	169
Tabela 6.1 – Variação dos parâmetros escolhidos para estudo.	188
Tabela 6.2 - Parâmetros de entrada referenciais de solo, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.	189
Tabela 6.3 - Parâmetros de entrada referenciais da linha de ancoragem, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.	189
Tabela 6.4 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.	190
Tabela 6.5 - Parâmetros de entrada referenciais da geometria da catenária inversa, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.	190
Tabela 6.6 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para condução dos estudos paramétricos.	192

Tabela 6.7 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para condução dos estudos paramétricos.	192
Tabela 6.8 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação da resistência não-drenada.....	194
Tabela 6.9 – Resultantes e atenuação obtidas na variação da resistência não-drenada para os cenários de estudo paramétrico.....	194
Tabela 6.10 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação do módulo de elasticidade.	203
Tabela 6.11 – Resultantes e atenuação obtidas na variação do módulo de elasticidade do solo para os cenários de estudo paramétrico.....	203
Tabela 6.12 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação da profundidade de ancoragem.....	212
Tabela 6.13 – Resultantes e atenuação obtidas na variação da profundidade de ancoragem para os cenários de estudo paramétrico.	214
Tabela 6.14 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação do ângulo na extremidade inferior da catenária.....	222
Tabela 6.15 – Resultantes e atenuação obtidas na variação do ângulo θ_n para os cenários de estudo paramétrico.....	224
Tabela 6.16 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação da projeção horizontal da catenária.....	232
Tabela 6.17 – Resultantes e atenuação obtidas na variação do ângulo na extremidade inferior da catenária para os cenários de estudo paramétrico.	234

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A_B	área efetiva da corrente na penetração
A_{linha}	área da seção transversal equivalente da linha de ancoragem
A_S	área efetiva da corrente no deslizamento
B_b	largura efetiva da corrente na penetração
B_S	largura efetiva da corrente no deslizamento
$C_{interface}$	coesão da interface solo-corrente
[C]	matriz de rigidez
D_{linha}	diâmetro equivalente da linha de ancoragem
E_{linha}	módulo de elasticidade da linha de ancoragem
E_{solo}	módulo de elasticidade do solo
F	função critério de plastificação
FKN	coeficiente de rigidez normal de contato entre solo e corrente
FKT	coeficiente de rigidez tangencial de contato entre solo e corrente
F_0	força horizontal aplicada no ponto de embutimento (DDP)
F_n	força resultante no ponto de ancoragem (<i>padeye</i>)
F_N	força normal de contato
F_T	força tangencial de contato
H	profundidade do ponto de ancoragem
$H_{água}$	profundidade da coluna d'água
I_1	primeira invariante do tensor de tensões
J_2	segunda invariante do tensor de tensões desviadoras
K_0	coeficiente de empuxo ao repouso
K_n	rigidez normal de contato, definida pelo parâmetro de entrada FKN
K_T	rigidez tangencial de contato, definida pelo parâmetro de entrada FKT

N_c	fator de capacidade de carga para argilas
P	pressão normal de contato
P_p	peso próprio da corrente
$Q_{máx}$	valor máximo de resistência por atrito entre solo e corrente
S_u	resistência não-drenada do solo coesivo
T	tração atuante em um segmento de corrente
U_y	deformações na direção y
X_{dap}	distância horizontal entre o ponto de ancoragem e o ponto de penetração
X_{mac1}	limite inferior do volume de solo, na direção x
X_{mac2}	limite superior do volume de solo, na direção x
Y_{mac1}	limite inferior do volume de solo, na direção y
Y_{mac2}	limite superior do volume de solo, na direção y
Z_{mac1}	limite inferior do volume de solo, na direção z
Z_{mac2}	limite superior do volume de solo, na direção z

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

b	coesão de contato
c	coesão do material
c_{solo}	coesão do maciço de solo
dT/ds	variação da força de tração ao longo de um segmento de corrente
ds	comprimento infinitesimal de um segmento de corrente
$d\phi/ds$	variação do ângulo ao longo de um segmento reto de corrente
$d\theta/ds$	variação do ângulo ao longo de um segmento curvo de corrente
f, t	força resistente tangencial do solo coesivo
f_0	função de interpolação baseada na extremidade superior da linha de ancoragem
f_{DP}	critério de plastificação de Drucker-Prager
f_n	função de interpolação baseada na extremidade inferior da linha de ancoragem

f_{VM}	critério de plastificação de Von Mises
k_{DP}	constante do material para definição da superfície de plastificação de Drucker-Prager
k_{VM}	constante do material para definição da superfície de plastificação de Von Mises
k_n	módulo de rigidez normal na interface solo-corrente
k_s	módulo de rigidez tangencial na interface solo-corrente
m_{linha}	massa unitária da corrente
p, q	força resistente normal do solo coesivo
\bar{q}_d	carga dinâmica média do registro temporal típico
q_{eq}	tensão equivalente no modelo de Drucker-Prager Estendido
q_{lim}	tensão limite no solo
$q_{máx,d}$	carga dinâmica máxima do registro temporal típico
q_r	carga requerida de ancoragem
s_{ij}	tensor de tensões desviadoras
u_n	tamanho da abertura de contato
u_T	distância de deslizamento do contato
w	peso unitário da corrente
x_a	distância horizontal entre o ponto de ancoragem e o ponto de embutimento
y_a	distância vertical entre o ponto de ancoragem e o ponto de embutimento

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

ΔF	nível percentual de atenuação de carga
Δs	comprimento infinitesimal de um segmento de corrente

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α	constante do material para definição da superfície de plastificação de Drucker-Prager
α_{ps}	parâmetro para definição da superfície de escoamento associado ao modelo Drucker-Prager Estendido, referido como “ <i>pressure sensitivity</i> ”
$\bar{\alpha}_{ps}$	parâmetro para definição do fluxo plástico associado ao modelo Drucker-Prager Estendido
α_s	fator de redução ou fator de adesão
β_{solo}	parâmetro adimensional de rigidez do solo coesivo
$\gamma_{\text{água}}$	peso específico da água
γ_{solo}	peso específico do solo
δ	desvio padrão da variação dinâmica do registro temporal típico
ε	tolerância de compatibilidade
$\{\varepsilon^{el}\}$	vetor de deformações elásticas
η	razão de eficiência
θ	ângulo de inclinação de um segmento de corrente em relação ao eixo horizontal
θ_0	ângulo formado entre a linha de ancoragem e o leito marinho no ponto de embutimento (<i>dipdown point</i>)
θ_n	ângulo formado entre a linha de ancoragem e o eixo horizontal no ponto de ancoragem (<i>padeye</i>)
λ_i	multiplicador de Lagrange na iteração “i”
μ	coeficiente de atrito
$\mu_{\text{interface}}$	coeficiente de atrito da interface solo-corrente

ν_{linha}	coeficiente de Poisson da linha de ancoragem
ν_{solo}	coeficiente de Poisson do maciço de solo
ρ_{linha}	densidade do aço
$\{\sigma\}$	vetor de tensões
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensões principais nas direções 1, 2 e 3, respectivamente
σ_m	tensão hidrostática
σ_w	tensão atuante devido à coluna d'água
$\sigma_x^0, \sigma_y^0, \sigma_z^0$	tensões geostáticas iniciais nas direções x , y e z , respectivamente
$\sigma_Y(\hat{\epsilon}_{pl})$	tensão de escoamento do material
$\ \tau\ $	tensão tangencial equivalente
τ_1, τ_2	tensões tangenciais nas direções 1 e 2 da superfície de contato
τ_{lim}	tensão tangencial (ou de atrito) limite
$\tau_{máx}$	tensão máxima tangencial
ϕ_1	ângulo de inclinação do segmento em relação ao eixo horizontal na extremidade superior
$\phi_{interface}$	ângulo de atrito na interface solo-corrente
ϕ_{solo}	ângulo de atrito interno do solo
$\psi_{interface}$	ângulo de dilatação da interface solo-corrente
ψ_{solo}	ângulo de dilatação do maciço de solo

SIGLAS E NOMENCLATURAS

DEA	<i>drag embedment anchor</i> ou âncora de arrasto
DDP	<i>dipdown point</i> ou ponto de embutimento da linha de ancoragem
DP	modelo de Drucker-Prager clássico
EDP	modelo de Drucker-Prager Estendido
FEM	<i>finite element method</i>
FPSO	<i>floating, production, storage and offloading</i> ou unidade flutuante de produção, armazenamento e transferência de petróleo.
MEF	método dos elementos finitos
MODU	<i>Mobile Offshore Drilling Unit</i> , ou Unidade Móvel de Perfuração <i>Offshore</i> .
<i>offset</i>	movimentação lateral da unidade flutuante.
<i>padeye</i>	olhal ou dispositivo que representa o ponto de fixação entre elemento de fundação e a linha de ancoragem
PEA	plate embedment anchor ou âncora de placa
<i>risers</i>	tubulações responsáveis pelo transporte de produtos advindos do solo marinho até a superfície d'água
SEPLA	<i>suction embedded plate anchors</i> ou âncoras de placa embutidas à sucção
SS	semisubmersíveis de produção
<i>studless</i>	elos de corrente sem elemento de rigidez (sem malhete)
<i>studlink</i>	elos de corrente com elementos de rigidez (com malhete)
TDP	<i>touchdown point</i> ou ponto de encontro entre a linha de ancoragem e o leito marinho
TLP/TLWP	<i>tension leg platform/tension leg wellhead platform</i> ou plataforma de pernas atirantadas
VLA	<i>vertically loaded anchors</i> ou âncoras de carga vertical
VM	modelo de Von Mises

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	29
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E RELEVÂNCIA DO ESTUDO	29
1.2 OBJETIVOS DA TESE	31
1.3 GENERALIDADES	32
1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE	33
2. ASPECTOS GERAIS SOBRE SISTEMAS DE ANCORAGEM	35
2.1 COMPONENTES DOS SISTEMAS DE ANCORAGEM.....	35
2.1.1 Plataformas ou Unidades Flutuantes.....	37
2.1.2 Linhas de ancoragem	40
2.1.3 Dispositivos de ancoragem.....	45
2.2 CARREGAMENTOS ATUANTES EM SISTEMAS DE ANCORAGEM.....	51
2.3 INTERAÇÃO ENTRE SOLO E CORRENTE	55
2.3.1 Correntes na superfície do solo	56
2.3.2 Correntes no interior do solo	57
3. ESTUDOS NUMÉRICOS E ENSAIOS EXPERIMENTAIS SOBRE INTERAÇÃO SOLO-CORRENTE.....	64
3.1 OS MODELOS DE DEGENKAMP E DUTTA (1989) E LI <i>ET AL.</i> (2016).....	64
3.1.1 Características gerais dos ensaios.....	64
3.1.2 Propriedades dos materiais.....	66
3.1.3 Características gerais do modelo numérico.....	66
3.2 OS ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE ROCHA <i>ET AL.</i> (2016).....	68
3.2.1 Características gerais dos ensaios.....	68
3.2.2 Propriedades dos materiais.....	70
3.3 O ESTUDO NUMÉRICO DE BRAUN <i>ET AL.</i> (2018).....	74
3.3.1 Características gerais do modelo numérico.....	74
3.3.2 Propriedades dos materiais.....	77

3.4	OS TESTES DE CAMPO DO PROGRAMA PETROBRAS	78
3.4.1	Características gerais dos ensaios.....	78
3.4.2	Propriedades dos materiais.....	83
4.	MODELAGEM NUMÉRICA.....	86
4.1	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	86
4.2	ELEMENTOS FINITOS.....	87
4.2.1	Solo	89
4.2.2	Linha de ancoragem.....	90
4.2.3	Interface solo-corrente	91
4.3	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS.....	95
4.3.1	Solo	95
4.3.2	Linha de ancoragem.....	98
4.3.3	Interface solo-corrente	99
4.4	DOMÍNIO DE MODELAGEM E REPRESENTAÇÃO DA CATENÁRIA INVERSA.....	102
4.5	CONDIÇÕES INICIAIS.....	106
4.6	CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	109
5.	VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO	110
5.1	ESTUDOS DE DEGENKAMP E DUTTA (1989) E LI <i>ET AL.</i> (2016)	111
5.1.1	Parâmetros de entrada.....	111
5.1.2	Representação da catenária inversa	113
5.1.3	Dimensões do volume de solo e discretização da malha	115
5.1.4	Análise da atenuação de carga e das tensões no solo	117
5.2	ENSAIOS DE ROCHA <i>ET AL.</i> (2016)	133
5.2.1	Parâmetros de entrada.....	133
5.2.2	Representação da catenária inversa	135
5.2.3	Dimensões do volume de solo e discretização da malha	136

5.2.4	Análise da atenuação de carga e das tensões no solo	138
5.3	MODELO DE BRAUN <i>ET AL.</i> (2018)	149
5.3.1	Parâmetros de entrada	149
5.3.2	Representação da catenária inversa	151
5.3.3	Dimensões do volume de solo e discretização da malha	153
5.3.4	Análise da atenuação de carga e das tensões no solo	154
5.4	TESTES DO PROGRAMA PETROBRAS	164
5.4.1	Parâmetros de entrada	164
5.4.2	Representação da catenária inversa	166
5.4.3	Dimensões do volume de solo e discretização da malha	167
5.4.4	Análise da atenuação de carga e das tensões no solo	169
6.	ESTUDOS PARAMÉTRICOS	188
6.1	DESCRIÇÃO DO CASO TÍPICO	188
6.1.1	Parâmetros de entrada	189
6.1.2	Representação da catenária inversa	190
6.1.3	Dimensões do volume de solo e discretização da malha	192
6.2	INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO	194
6.2.1	Variação da resistência não-drenada	194
6.2.2	Variação do módulo de elasticidade	203
6.3	INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CATENÁRIA NO INTERIOR DO SOLO 212	
6.3.1	Variação da profundidade de ancoragem	212
6.3.2	Variação do ângulo na extremidade inferior	222
6.3.3	Variação da projeção horizontal	232
7.	CONCLUSÕES	242
7.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS	243
7.2	INDICAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	249

REFERÊNCIAS	250
APÊNDICE A – ARQUIVOS PARA REPRODUÇÃO DOS MODELOS	255

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E RELEVÂNCIA DO ESTUDO

A eficiência na exploração de petróleo pode ser diretamente relacionada com o potencial de desenvolvimento de um país ou região. Este recurso natural possui as mais diversas aplicações e, conseqüentemente, quanto maior for a quantidade captada, mais riqueza poderá ser gerada em sua comercialização. Desta forma, destacam-se as pesquisas voltadas para aprimorar as técnicas de Engenharia envolvidas no processo de exploração, visando a um procedimento mais econômico e, principalmente, mais seguro.

A grande demanda pela obtenção de petróleo desencadeou mudanças na forma de captação ao longo dos anos, à medida que as plataformas petroleiras foram se distanciando da costa em direção aos ambientes *offshore*, onde as profundidades do leito marinho podem superar 2000m em relação a superfície d'água (CHAKRABARTI, 2005). Tal evolução ocasionou uma necessidade de se alterar a maneira como as plataformas eram mantidas no local de interesse, uma vez que os sistemas fixos, utilizados para profundidades de aproximadamente até 500m (CHAKRABARTI, 2005), teriam de ser inviavelmente robustos para suportar os carregamentos associados às forças naturais de marés e vento, por exemplo.

Sendo assim, determinados tipos de plataforma *offshore* (abordados posteriormente em 2.1.1) passaram a contar com sistemas de ancoragem que consistem na fixação da unidade flutuante ao elemento de fundação por meio de cabos, correntes, amarras ou, simplesmente, linhas de ancoragem. Naturalmente, tais sistemas contam com um trecho submerso e um trecho no interior do solo, sendo este último o motivador de diversas investigações para o estudo da interação solo-estrutura existente e da provável dissipação de carga ao longo da linha de ancoragem.

Apesar da necessidade de maior compreensão dos mecanismos envolvidos, sabe-se que, quando o dispositivo de ancoragem adentra o solo marinho e finaliza-se o seu procedimento de instalação, a linha de ancoragem inserida desenvolve um formato chamado de “catenária inversa”. Nesta linha de pesquisa, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, alguns estudos experimentais e numéricos têm sido desenvolvidos (Rocha (2014), Pinto (2014) Sampa (2015), Sampa (2016), Rocha *et al.* (2016), Braun *et al.* (2018), Sampa (2019), Chaves

(2020), Rosa e Rocha (2020), Jimenez *et al.* (2021), Sampa *et al.* (2021), Rosa e Rocha (2022), por exemplo), no sentido de investigar a formação desta geometria e a atenuação da carga efetivamente aplicada ao elemento de fundação, causada pela reação do solo frente ao movimento da corrente. Em outras palavras, verifica-se que a carga atuante no ponto de embutimento no leito marinho (*dip-down point* ou DDP) não alcança sua totalidade na extremidade onde é feita a conexão ao elemento de fundação (*padeye*), normalmente representado por estacas torpedo nas aplicações brasileiras do tema.

De acordo com Rocha *et al.* (2016), quantificar a atenuação de carga pode ser de grande utilidade para os projetos de ancoragem das plataformas flutuantes, uma vez que, atualmente, utiliza-se o pico de carga de uma série temporal, onde estão presentes as características esperadas para efeitos de maré e vento (ver mais detalhes no item 2.2), o que é considerado um procedimento demasiadamente conservador e, conseqüentemente, mais caro. Segundo os autores, o trecho da linha de ancoragem no interior do solo pode alcançar extensões na ordem de 30 a 40m, produzindo uma parcela considerável de reação, que pode ser ainda maior ao se efetuar uma análise dinâmica que venha a considerar efeitos inerciais e viscosos (amortecimento promovido pelo solo).

O desenvolvimento da catenária inversa influencia, também, no ângulo em que a força de ancoragem será transmitida ao elemento de fundação (θ_n): quanto maior for a inclinação da linha de ancoragem no ponto de fixação da estaca, isto é, quanto mais alinhados estiverem os eixos da estaca e o trecho final da corrente, maior será a componente vertical e menor tende a ser a capacidade de resistência do sistema (ver subitem 2.2). Como é possível deduzir, investigações em escala real são de difícil realização, uma vez que esse tipo de ancoragem é demasiadamente profundo e está situado em ambiente desfavorável. Logo, cresce consideravelmente a importância dos ensaios em escala reduzida e, preferencialmente de maneira conjunta, o desenvolvimento de modelos numéricos, abastecidos por parâmetros experimentais e baseados em hipóteses consistentes, que possam fornecer resultados suficientemente confiáveis para subsidiar mudanças nas premissas adotadas em projeto.

Atualmente, como auxiliar na determinação de parâmetros envolvendo sistemas de ancoragem, conta-se com a ferramenta chamada DIGIN, criada pela DNV (*Det Norske Veritas*) e utilizada pela Petrobras. De acordo com o que é descrito nos trabalhos de Pinto (2014) e Rocha (2014), por exemplo, este *software* permite tanto avaliar a geometria da linha de ancoragem ao longo da coluna d'água e no interior do solo quanto estimar as cargas atuantes nos pontos de interesse.

Todavia, pelos estudos comparativos, tende a subestimar o fenômeno de atenuação de carga devido à interação solo-corrente.

Assim, cabe mencionar que, para avaliação e estudo de complexos problemas de Engenharia, é salutar a combinação entre a abordagem analítica, onde busca-se a formulação de equações que possam representar as diferentes variáveis envolvidas, a abordagem experimental, que procura reproduzir os mecanismos de funcionamento em escalas compatíveis, e a abordagem numérica, que visa à simulação de situações de interesse com soluções aproximadas. É importante pontuar que as abordagens são complementares, apresentando suas vantagens e desvantagens inerentes: uma abordagem numérica permite adoção de distintos valores para estudos paramétricos de razoável agilidade, muitas vezes inviáveis experimentalmente, mas usualmente necessita de alimentação de parâmetros que precisam ser calibrados com dados experimentais; uma abordagem analítica, por sua vez, normalmente não consegue capturar tantos fatores de complexidade em comparação com uma análise numérica, porém pode viabilizar uma avaliação mais expedita do problema.

1.2 OBJETIVOS DA TESE

O presente trabalho tem como objetivo principal a aplicação de uma abordagem numérica para a análise das forças atuantes em linhas de ancoragem de plataformas *offshore*. Para auxiliar e incorporar o estudo desenvolvido, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) estabelecer bases para o avanço no entendimento da interação solo-corrente em linhas de ancoragem para águas profundas, a partir de revisão e discussão de outros trabalhos desenvolvidos nesta temática;
- b) implementar um modelo numérico no ANSYS®, que permita a avaliação de sistemas de ancoragem através de um *software* comercial de grande popularidade e disseminação no mercado;
- c) verificar e validar os resultados obtidos a partir do modelo elaborado com modelos numéricos e ensaios experimentais disponibilizados nas referências da área, respectivamente;
- d) apresentar estudos paramétricos e indicar a influência de fatores principais no nível de atenuação de cargas.

Mediante o conteúdo técnico apresentado nesta tese e o Apêndice A ao final do texto, onde se encontram as demonstrações de todos os arquivos necessários para a condução de uma análise no *software* ANSYS®, possibilita-se não só a avaliação de diferentes tipos de situação de ancoragem para determinação da intensidade de atenuação de carga, como também a sua expansão e/ou aperfeiçoamento por parte de futuros pesquisadores, engenheiros e projetistas, contribuindo substancialmente para a progressão no conhecimento deste tema.

1.3 GENERALIDADES

Por se tratar de um tema com uma variedade de nomenclaturas e conceitos centrais que serão continuamente abordados ao longo dos próximos capítulos, julga-se importante apresentar alguns direcionamentos iniciais que visam melhorar a experiência da leitura e à interpretação do trabalho. Recomenda-se o entendimento básico preliminar dos seguintes tópicos:

- a) “atenuação de carga”, que se trata da dissipação de carga existente ao longo do trecho da linha de ancoragem situado no interior do solo marinho. Em suma, está relacionada às reações tangenciais existentes na interface entre solo-corrente quando os esforços solicitantes passam a atuar na linha de ancoragem e produzir deformações no maciço de solo;
- b) “linha de ancoragem”, que representa a estrutura de ligação entre a plataforma *offshore* e o elemento de fundação, podendo ser composta de diferentes materiais, o que permite atribuí-la diferentes sinônimos como “cabo”, “corrente” e “amarra”, por exemplo. De maneira geral, sua geometria adquirida tanto ao longo da coluna d’água quanto no interior do solo marinho tem influência direta no problema estudado;
- c) “catenária inversa”, que consiste na configuração adquirida pela linha de ancoragem no interior do maciço, de acordo com as solicitações impostas. Diferentes modelos matemáticos se propõem a identificar uma equação que possa traduzir este formato, conforme é abordado no Capítulo 4. Nas referências em português com a mesma temática, é comum a utilização do termo “catenária invertida” como sinônimo;
- d) “estaca torpedo”, elemento de fundação desenvolvido pela Petrobras como alternativa para compor os sistemas de ancoragem de plataformas *offshore*,

cumprindo função semelhante a uma âncora tradicional. Recebe este nome devido ao método de instalação, pois é lançada em queda livre para penetração no leito marinho e, também, pelo seu formato.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Ao longo do processo de elaboração deste trabalho, procurou-se adotar uma estrutura coerente de apresentação, de maneira a oferecer ao leitor as ferramentas necessárias para a compreensão do assunto tratado, acompanhamento das estratégias adotadas para a modelagem numérica e análise crítica dos resultados obtidos. Neste sentido, para este documento, a organização do conteúdo é feita da seguinte forma:

- a) no presente Capítulo 1, propôs-se a contextualização do tema abordado na tese, indicando a relevância de sua discussão. Foram introduzidos conceitos básicos para melhor entendimento do conteúdo e definidos os objetivos principal e específicos do trabalho;
- b) no Capítulo 2, faz-se a apresentação de parte do referencial teórico, incorporando definições e características sobre os componentes dos sistemas de ancoragem, os carregamentos atuantes e, em especial, sobre o mecanismo de interação entre solo e corrente;
- c) No Capítulo 3, são referenciados e discutidos os trabalhos, de caráter tanto experimental como numérico, que servem de base para a verificação e validação do modelo desenvolvido, com indicações das metodologias utilizadas pelos autores;
- d) no Capítulo 4, são explicadas as premissas adotadas na criação do modelo numérico em elementos finitos, objeto do corrente trabalho, com detalhes sobre os elementos utilizados, o comportamento admitido para os materiais, os limites do domínio de modelagem e as condições iniciais e de contorno consideradas;
- e) no Capítulo 5, são mostrados os resultados obtidos na verificação e validação do modelo, com apontamentos e explanações acerca dos parâmetros de entrada, geometria da catenária inversa, valores de atenuação de carga e análise das tensões desenvolvidas no maciço de solo;

- f) no Capítulo 6, são justificados e incorporados os estudos paramétricos que ilustram a influência dos principais fatores referentes às propriedades do solo e à geometria do problema na magnitude de atenuação de carga e comportamento geral do sistema de ancoragem;
- g) no Capítulo 7, são apresentadas as conclusões obtidas por meio da condução do trabalho, incluindo análise de resultados, indicações sobre utilização do modelo e sugestões para trabalhos futuros.

Além dos conteúdos propriamente incorporados nos capítulos, são disponibilizados, ao final da tese, em forma de Apêndice, os arquivos de texto utilizados na condução da pesquisa, que permitem a reprodução dos estudos realizados e, sendo de interesse para o leitor, readequações para novos estudos.

2. ASPECTOS GERAIS SOBRE SISTEMAS DE ANCORAGEM

Neste capítulo, são abordadas as principais características referentes aos elementos que compõem um sistema de ancoragem de plataformas *offshore* e conceitos fundamentais acerca dos carregamentos atuantes e dos mecanismos de interação na interface entre solo e corrente.

2.1 COMPONENTES DOS SISTEMAS DE ANCORAGEM

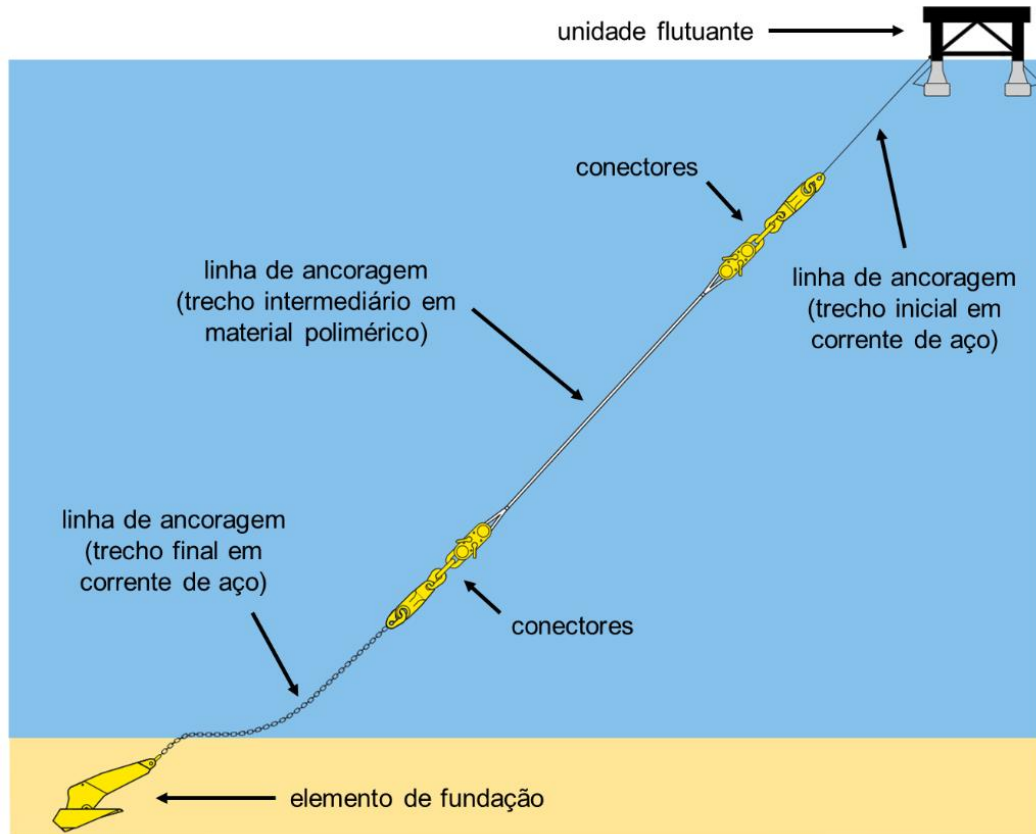
A utilização de sistemas de fixação é um procedimento antigo na história da humanidade, presente desde que se desenvolveu a navegação e houve necessidade em manter as embarcações em determinada posição, equilibrando os esforços naturais externos atuantes. Dessa forma, o conceito foi expandido para as plataformas *offshore*, dando origem aos chamados “sistemas de ancoragem”, com esquema básico mostrado na Figura 2.1: consistem em linhas de ancoragem, também conhecidas como amarras, normalmente formadas por correntes de aço e/ou cabos de poliéster, que conectam a plataforma ao elemento de ancoragem ou de fundação. Tal dispositivo é responsável por transferir as solicitações para o solo, garantindo a sua posição desejada em projeto e, geralmente, admitindo uma certa movimentação lateral (*offset*), a depender da profundidade da coluna d’água e das propriedades dos *risers* utilizados (CHAKRABARTI, 2005).

Uma grande diferença, no entanto, entre os sistemas de ancoragem de embarcações usuais e de plataformas *offshore*, reside no tempo de duração da ancoragem: enquanto, para as primeiras, o período geralmente é curto (dias ou meses), para as segundas o período é bem mais longo, podendo se estender por anos ou até mesmo ser permanente. Desta maneira, é natural deduzir que os sistemas de ancoragem das plataformas *offshore* tenham apresentado maiores evoluções ao longo dos anos, resultando em uma série de possibilidades existentes, dependendo de algumas características, como por exemplo: o tipo de plataforma relacionado, o tipo de conexão à plataforma, a configuração da linha de ancoragem, para citar alguns.

No manual da Vryhof (VRYHOF, 2018), conceituada instituição no ramo de soluções de ancoragem, são apresentados, em síntese, os tipos de sistema de ancoragem comumente adotados nos dias de hoje. Além disso, na referência supracitada, destaca-se a divisão destes sistemas em três elementos principais: linha de ancoragem, conectores e elemento de fixação (âncora ou estaca, por exemplo). Desse modo, nos subitens que seguem, são descritos estes

componentes, com destaque especial para as linhas de ancoragem (item 2.1.2), onde são classificadas as configurações em catenária e *taut leg*, e para os elementos de fixação (item 2.1.3), onde são apresentadas as estacas torpedos.

Figura 2.1 - Esquema básico de um sistema de ancoragem.

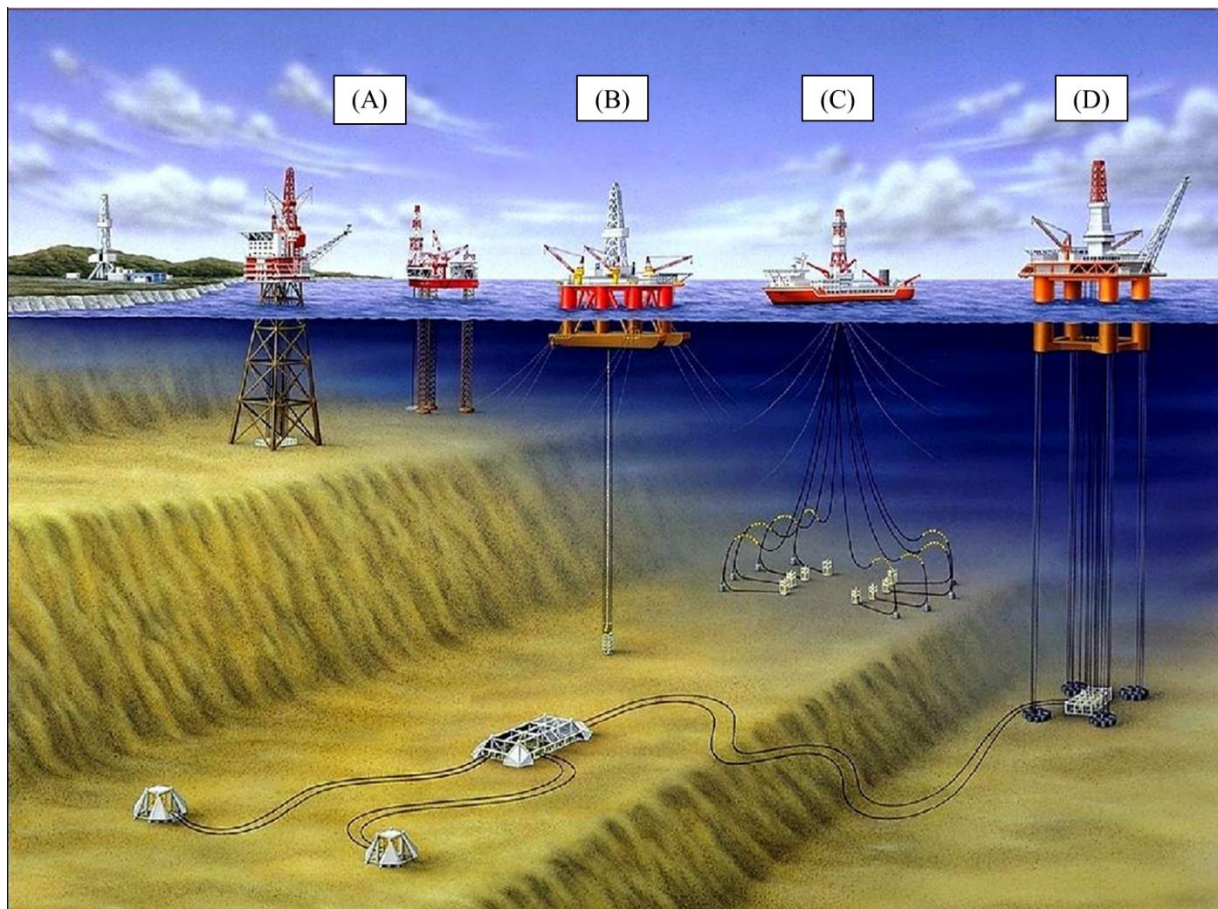


Fonte: adaptada de Vyrhof (2018).

2.1.1 Plataformas ou Unidades Flutuantes

De acordo com Ma *et al.* (2019), a migração dos sistemas fixos como fundação de plataformas *offshore* (limitadas a profundidades na faixa de 300 a 500 m) passou a ocorrer a partir dos anos 2000, onde estruturas como as TLPs (*Tension Leg Platforms* ou Plataformas de Pernas Atirantadas), semissubmersíveis e FPSOs (*Floating Production Storage and Offloading* ou Unidade Flutuante de Produção, Armazenamento e Transferência) permitiram operações para águas profundas em zonas *offshore* (1800 a 2500 m de profundidade). Tais plataformas, que podem ser entendidas como “unidades flutuantes”, tendem a apresentar maior viabilidade técnica e econômica em comparação com as outras soluções, pois, além de agregarem uma série de funções operacionais conjuntas, utilizam-se de sistemas de ancoragem com maior viabilidade de aplicação que são, justamente, tema de estudo neste trabalho. Na Figura 2.2, encontram-se ilustrados alguns dos sistemas citados:

Figura 2.2 – Ilustração dos principais tipos de plataformas: (a) sistema fixo, (b) semissubmersível, (c) FPSO e (d) TLP.



Fonte: adaptada de Strukts (2012).

As Plataformas de Pernas Atirantadas são caracterizadas por elementos flutuantes (“pontões”) conectados em colunas que cumprem função de suporte da estrutura superior da plataforma. O atirantamento da parte flutuante, que dá origem ao nome, faz com que a plataforma seja puxada em direção ao solo marinho, gerando um estado de equilíbrio que mantém sua posição vertical mesmo com a passagem de ondas. De acordo com Dean (2009), a estabilidade lateral das TLP é garantida a partir das linhas de ancoragem, que podem se estender por quilômetros ao longo da lâmina d’água e do solo marinho, até conectarem a parte superior da plataforma ao dispositivo de ancoragem. Ainda segundo o autor, a profundidade de instalação das TLP mais recentes ultrapassa 1000 metros de coluna d’água.

Em se tratando da estrutura das plataformas semissubmersíveis, observam-se semelhanças com as TLPs, à medida que também são utilizadas colunas conectadas aos “pontões” (flutuadores) como artifício para manutenção do seu equilíbrio, porém sem contar com as pernas atirantadas, o que torna seu porte mais robusto e sujeito à maior movimentação. De acordo com Hernández (2004), estas plataformas podem ser voltadas à produção ou à perfuração. No primeiro caso, normalmente permanecem fixas em um local determinado, por longo período, recebendo a designação “semissubmersíveis de produção (SS)”; no segundo caso, são identificadas como MODU (*Mobile Offshore Drilling Unit*, ou Unidade Móvel de Perfuração *Offshore*), auxiliando na perfuração ou completação de poços, com estadia mais breve no local.

Particularmente no caso das FPSO, Ma *et al.* (2019) destacam a sua popularização e crescimento de aplicação, sendo a solução com maior número de unidades instaladas em todo o mundo. Tal afirmação dos autores está em conformidade com os dados apresentados no relatório anual da Petrobras (2022), o qual explicita que não só consistem no único tipo de unidade sendo utilizado na costa brasileira desde 2014, como também representam unanimidade nas futuras unidades, a serem instaladas até 2027.

Segundo Dean (2009), pode-se definir as FPSO como um sistema flutuante de produção que utiliza uma embarcação com a função de plataforma, tanto como premissa inicial ou mesmo por adaptação (embarcação convertida em plataforma). As FPSO utilizam-se de linhas de ancoragem para garantir a sua fixação e, de acordo com a estimativa dos esforços atuantes e do próprio tipo de ancoragem adotado, diversos pontos de conexão podem ser necessários. Em alguns casos, a fixação na extremidade superior é projetada para permitir a rotação e, conseqüentemente, posicionar a unidade flutuante em orientação mais vantajosa frente a ventos e marés, de maneira que as solicitações sejam reduzidas.

Outra menção de relevância e que pode ser correlacionada ao conteúdo deste trabalho diz respeito às turbinas eólicas flutuantes, mostradas na Figura 2.3. Segundo Ma *et al.* (2019), estas soluções apresentam algumas vantagens no que diz respeito à geração de energia elétrica, como maior intensidade de ventos, menor poluição visual e geração de ruídos, por exemplo.

Figura 2.3 – Turbinas eólicas flutuantes fixadas por meio de sistemas de ancoragem.



Fonte: Ma *et al.* (2019).

Diferentemente das plataformas offshore, podem ser destinadas a águas menos profundas e possuem uma estrutura menos onerosa, onde os custos envolvidos com os dispositivos de fundação passam a compor uma parcela mais considerável nas despesas globais. Consequentemente, em se tratando da determinação de atenuação de cargas e otimização de projeto, pode-se beneficiar como vertente de futura aplicação para os modelos desenvolvidos nesta tese, principalmente em um cenário onde existe grande expectativa para expansão na utilização deste tipo de solução.

2.1.2 Linhas de ancoragem

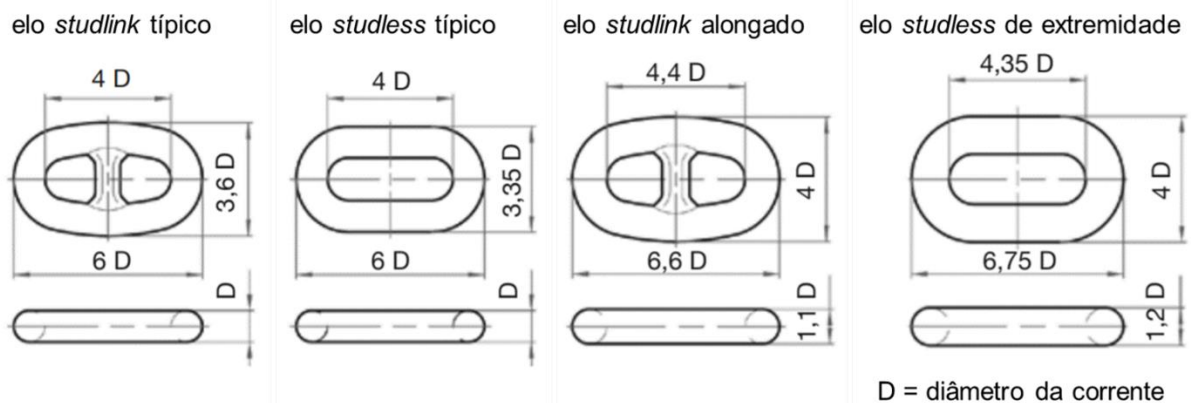
As linhas de ancoragem representam o elemento de ligação e transmissão dos carregamentos atuantes na unidade flutuante para o dispositivo de ancoragem. Em geral, podem ser totalmente compostas por correntes de aço (cuja ligação entre elos remete à nomenclatura de “amarra”, termo usual na literatura deste tema), mistas (com trechos em fibra de poliéster e corrente de aço) ou totalmente compostas por cabos de poliéster. Os materiais que constituem a linha de ancoragem podem alterar suas características e influenciar em distintos fatores, tais como:

- a) as linhas de ancoragem formadas apenas por correntes de aço apresentam maior peso, o que pode resultar em maior capacidade de redução do carregamento que chega ao elemento de fundação (ver item 2.3.2.2 para influência do peso na atenuação de carga), mas também certa dificuldade de transporte e instalação;
- b) as correntes de aço são mais rígidas do que os cabos de poliéster e, ao mesmo tempo que evitam deslocamentos excessivos, transmitem esforços proporcionalmente elevados para manutenção deste equilíbrio;
- c) o custo dos materiais poliméricos tende a ser mais barato do que o aço, concedendo aos cabos de poliéster uma vantagem financeira em relação às correntes;
- d) nas linhas mistas, os cabos de poliéster compõem a maior parte do comprimento, normalmente dando lugar às correntes de aço ao aproximar-se do leito marinho. Isto ocorre para evitar possíveis problemas de danos ou rompimento de fibras caso entrem em contato com rochas, por exemplo.

Dentre as opções disponíveis no mercado, as correntes de aço apresentam diversidade de resistência e geometria. No que se refere à resistência, de acordo com as normativas OS-E301 (DNV-GL, 2018a) e OS-E302 (DNV-GL, 2018b), utilizam-se seis diferentes graus de aço na produção das correntes, classificados em ordem crescente de acordo com a tensão de escoamento e tensão de ruptura, respectivamente: R3 (410 e 690 MPa), R3S (490 e 770 MPa), R4 (580 e 860 MPa), R4S (700 e 960 MPa), R5 (760 e 1000 MPa) e R6 (900 e 1100 MPa).

Em termos de geometria, uma das principais diferenças diz respeito à existência ou não de um elemento intermediário de rigidez, nomeado de *stud* (também conhecido como “malhete”), dando origem aos elos do tipo *studlink* ou *studless*, ilustrados na Figura 2.4 e na Figura 2.5. As dimensões dos elos *studlink* são padronizadas pela norma ISO 1704 (2022), diferentemente dos elos *studless*, que não possuem normativa específica, sendo comum a adoção das dimensões fornecidas na norma IACS W22 (2016).

Figura 2.4 – Geometria típica para os elos de linhas de ancoragem.



Fonte: adaptada de Ramnäs (2012).

Figura 2.5 – Ilustrações reais dos elos do tipo *studlink* (à esquerda) e *studless* (à direita).



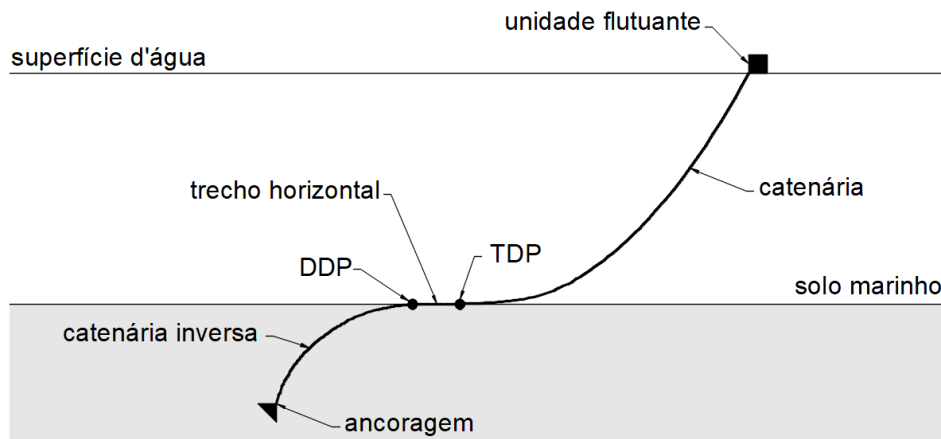
Fonte: adaptada de Qingdao Jinfuquan Anchor Chain Co. (s/d).

Sob o ponto de vista do meio envolvente, uma linha de ancoragem para fixação de plataformas em águas profundas apresenta-se, pelo menos, em duas condições distintas ao longo de sua extensão: submersa em água e embutida no solo marinho. Tal constatação traz à tona diferentes possibilidades de configuração da linha de ancoragem, a saber:

- a) no trecho submerso, a linha de ancoragem pode se apresentar em configuração convencional, que consiste no formato de catenária usual, em *taut leg* (linha retesada), que possui maior disseminação como solução implantada, ou, ainda, em *tendon/tension leg* (tendão vertical), que produz uma ancoragem vertical e pode vir a se tornar cada vez mais utilizada devido ao desenvolvimento de âncoras do tipo VLA (*vertical load anchors*, mencionadas no item 2.1.3);
- b) quando embutida no solo, todavia, a linha de ancoragem desenvolve um formato de catenária inversa, devido aos mecanismos de interação entre solo e corrente, que são discutidos em outra seção deste capítulo (ver item 2.3).

A configuração em forma de catenária, como indica a nomenclatura, se refere à curvatura adquirida por uma linha qualquer quando fixada em suas extremidades e sob ação de forças gravitacionais (peso próprio), de acordo com o que é ilustrado na Figura 2.6. Neste tipo de configuração, existem dois pontos identificados na interface entre o solo e a corrente: o ponto de encontro com o solo marinho, TDP (*touchdown point*), e o ponto de penetração no solo marinho, DDP (*dipdown point*), quando o ângulo formado é igual ou muito próximo de zero (θ_0). Entre eles, resulta um determinado comprimento de corrente disposto sob o leito marinho e, como consequência, existe diminuição na componente vertical de solicitação na fundação e um aumento da componente horizontal, o que requer elementos de fundação capazes de resistir a este tipo de solicitação. Ademais, pela “folga” existente no trecho horizontal sob o leito marinho, o sistema de ancoragem se torna mais flexível, permitindo maiores deslocamentos laterais (*offset*).

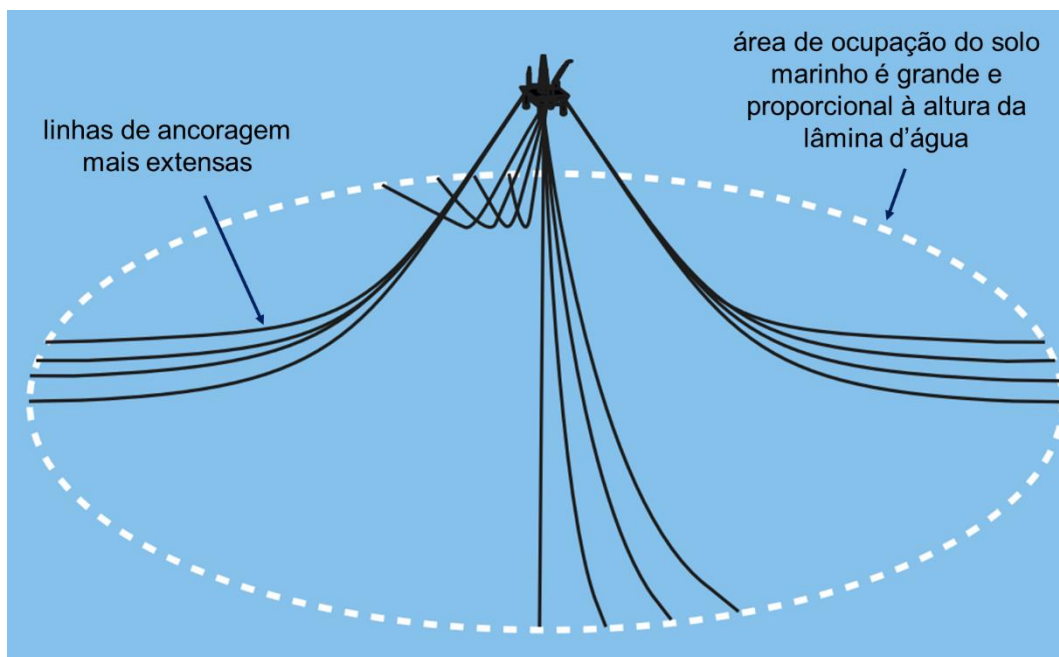
Figura 2.6 – Componentes do sistema de ancoragem em catenária.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Outro aspecto importante das linhas de ancoragem em configuração de catenária é que, naturalmente, com o aumento da profundidade de instalação, tem-se um acréscimo proporcional em termos de comprimento (e até mesmo diâmetro) da linha de ancoragem, o que se mostra como uma certa desvantagem, pois aumentam-se os custos envolvidos, o peso próprio do sistema e, além disso, a ocupação de espaço pela plataforma se expande, prejudicando possíveis novas operações ao seu redor (ver Figura 2.7): o raio de ancoragem pode equivaler de duas a três vezes a espessura total da lâmina d'água (SAMPA, 2019 e BEZERRA, 2017).

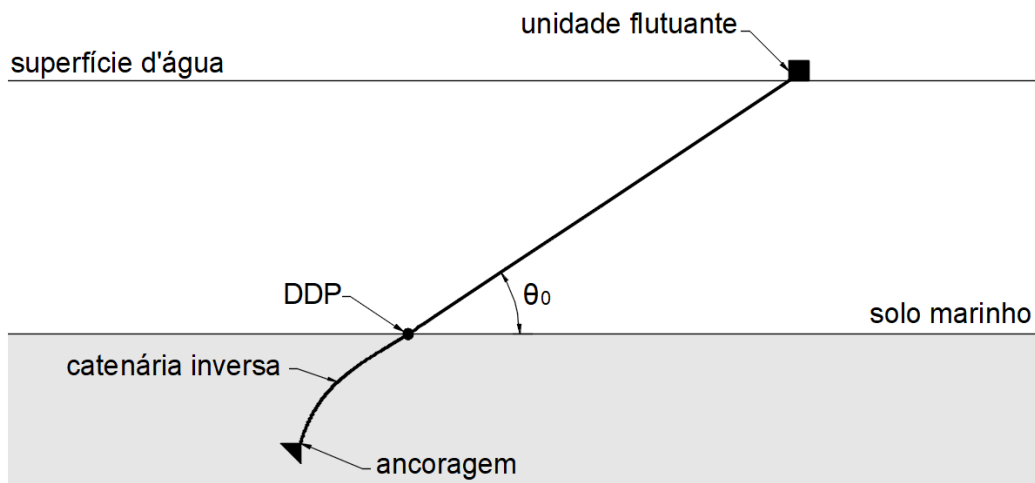
Figura 2.7 – Características do sistema de ancoragem do tipo catenária.



Fonte: adaptada de Vryhof (2018).

Visando resolver algumas das desvantagens inerentes à configuração convencional, surge a configuração *taut leg*, que, por sua vez, é caracterizada pela aplicação de uma “pré-tração” na linha de ancoragem, até que esta fique esticada e a resistência do elemento de fundação seja recrutada, formando um determinado ângulo de inclinação entre o leito marinho e a corrente (θ_0), conforme pode ser observado na Figura 2.8. As principais consequências que podem ser citadas referentes ao esforço prévio de tração aplicado são: sistema mais rígido, com menor possibilidade de deslocamentos (*offset*) da unidade flutuante e elemento de fundação com parcelas de sollicitação tanto verticais quanto horizontais.

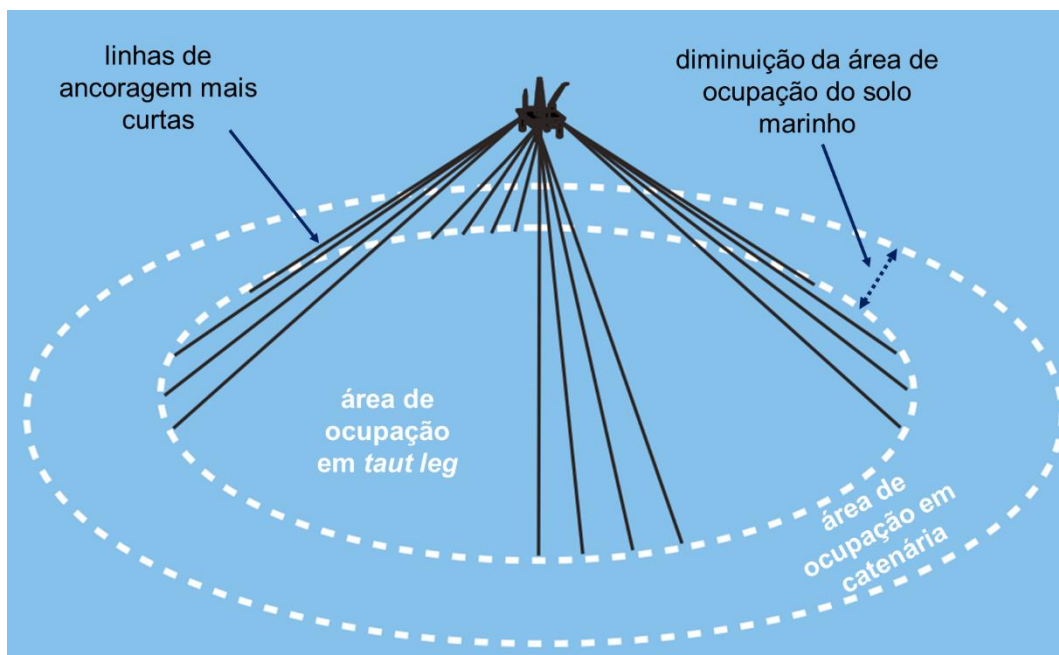
Figura 2.8 – Componentes do sistema de ancoragem em *taut leg*.



Fonte: elaborada para este trabalho.

De acordo com a pesquisa de Sampa (2019), os valores típicos para o ângulo θ_0 variam entre 30 a 45°, o que resulta em um raio de abrangência de 1 a 1,4 vezes a altura da lâmina d'água, causando uma redução considerável em termos de ocupação da área de solo marinho e de necessidade de material, em comparação com a configuração em catenária (ver Figura 2.9), o que permite a adoção de materiais mais leves e baratos, como cabos de poliéster, por exemplo.

Figura 2.9 - Características do sistema de ancoragem do tipo *taut leg*.

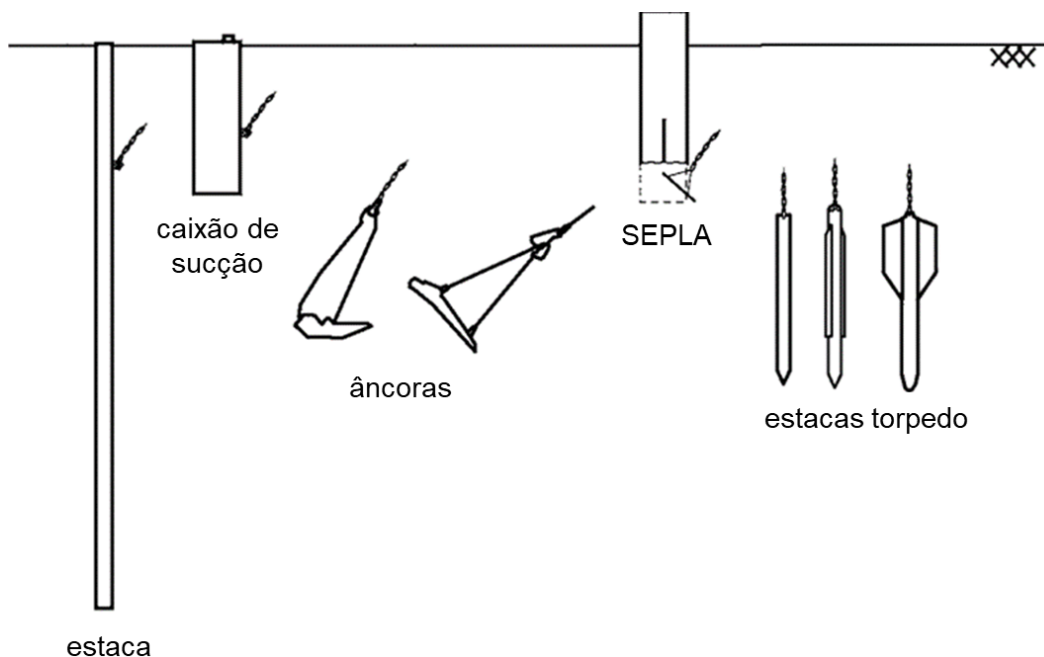


Fonte: adaptada de Vryhof (2018).

2.1.3 Dispositivos de ancoragem

Assim como nas fundações convencionais (“*onshore*”), uma etapa fundamental para o dimensionamento das fundações *offshore* consiste na determinação da sua capacidade de carga. Como é de se esperar, o tipo de dispositivo de ancoragem utilizado como elemento de fundação é determinante para a avaliação desta capacidade, seja pela perturbação causada no momento de sua instalação, pelo seu posicionamento ao final desta e, de acordo com a problemática discutida neste trabalho, a real intensidade e direção das componentes de sollicitação que chegam ao elemento. Como principais dispositivos de ancoragem utilizados para fixação de unidades flutuantes, ilustrados na Figura 2.10, destacam-se os diferentes tipos de âncoras (de arrasto, de carga vertical e de placa, por exemplo) e, em especial, as estacas torpedo.

Figura 2.10 – Diferentes soluções para dispositivos de ancoragem.



Fonte: traduzida de Randolph e Gourvenec (2011).

Para os elementos concebidos como âncoras, inicia-se a descrição a partir das âncoras de arrasto, também identificadas pela sigla DEAs (*drag-embedment anchors*), representando os dispositivos de ancoragem normalmente tratados como “usuais” ou “tradicionais” que, como o próprio nome indica, possuem procedimento de instalação baseado na movimentação lateral em solo marinho (arrasto) conjugada com seu peso próprio e suas características geométricas.

Conforme consta no relatório do grupo Noble Denton Europe Limited (2006), a instalação das DEAs se dá a partir da aplicação de uma carga aproximadamente equivalente à previsão máxima para as características do local. Neste primeiro momento, a âncora deverá estar localizada à uma certa profundidade em relação à superfície do solo marinho, bem como ter percorrido uma determinada distância horizontal (comprimento de arrasto) e, para carregamentos dentro da faixa de projeto, não são esperados novos deslocamentos significativos após a instalação. Todavia, uma vez que a amplitude da carga seja extrapolada, o conjunto tenderá a adentrar no solo, até que seja novamente estabelecido o equilíbrio.

Mediante sua característica de resistência apenas às solicitações de cargas horizontais, as âncoras de arrasto apresentam-se como alternativas viáveis para linhas de ancoragem com configuração em formato de catenária convencional, cuja penetração no solo é praticamente horizontal (vide item 2.1.2).

A sigla VLA identifica as âncoras de carga vertical (*vertically loaded anchors*), dispositivos de ancoragem que possuem capacidade de resistir componentes verticais de carregamento. Tal condição tem por vantagem possibilitar a sua utilização nos sistemas de ancoragem do tipo *taut leg*, por exemplo. Em termos de instalação, pode-se admitir que o procedimento possui mais semelhanças do que diferenças em relação às âncoras convencionais. Todavia, registram-se duas distinções:

- a) de acordo com Falconi *et al.* (1998), o ângulo de ataque (formado entre o eixo do elemento e a superfície do leito marinho) que proporciona o enterramento das VLAs é em torno de duas vezes menor do que o necessário em uma âncora convencional. Esta diminuição pode representar um menor comprimento de arrasto no momento da instalação e, conseqüentemente, facilitar sua instalação em zonas demasiadamente ocupadas;
- b) é mencionada em Costa (2008) a versatilidade relacionada com a rotação permitida pelo conjunto de cabos, permitindo que âncoras verticais, para instalação, sejam arrastadas em um sentido diferente da situação desejada.

Complementando os tipos de âncora citados no presente trabalho, são apresentadas as âncoras de placa, cuja sigla correspondente consiste em PEA (*plate embedment anchor*). Geometricamente, são similares às VLAs, conjugando placa conectada a cabos.

Conforme a pesquisa de Bezerra (2017), três grandes vantagens das âncoras de placas podem ser apontadas em comparação às ancoras convencionais: são capazes de resistir carregamentos em diferentes direções, possuem alta precisão na locação de sua instalação e atingem maiores profundidades de ancoragem, o que resulta em maior carga admissível.

Cabe mencionar a existência de um tipo alternativo de âncora de placa, identificada pela sigla SEPLA (*suction embedded plate anchors* ou âncoras de placa embutidas à sucção, em tradução livre). Esses elementos de fundação também possuem sua capacidade de carga baseada na mobilização do solo por meio de uma placa embutida, porém são instaladas com o auxílio de estacas ou “caixões” de sucção (*suction caissons*), permitindo uma maior precisão na definição da sua profundidade e posição (MA *et al.* 2019).

Com mecanismos de funcionamento e instalação que diferem dos elementos de âncora citados anteriormente, foram desenvolvidas as estacas torpedo (*torpedo pile*) como uma possível alternativa de fixação das linhas de ancoragem de plataformas flutuantes. Conforme mencionado em uma diversidade de trabalhos, tais como Medeiros (2002), Araújo *et al.* (2004), Costa (2008), Aguiar (2011), Morais (2014), Passini (2015) e Bezerra (2017), para citar alguns, as estacas torpedo foram desenvolvidas e inicialmente utilizadas pela Petrobras entre o final dos anos 1990 e, principalmente, início dos anos 2000, rapidamente se popularizando como uma solução típica de dispositivo de fundação nas aplicações nacionais, uma vez que possuem grande capacidade de carga vertical e horizontal. Estão associadas ao grupo das DPAs (*deep penetrating anchors*).

Basicamente, as estacas torpedo consistem em tubos de formato cônico, compostas por material com alto peso específico. Uma vez que podem ser preenchidas por sucata (restos de aço, por exemplo), este tipo de fundação apresenta grande vantagem sob o ponto de vista financeiro. Adicionalmente, costumam ser dotadas de aletas laterais, que aumentam a superfície de contato com o solo e, conseqüentemente, promovem aumento na capacidade de carga e um comportamento distinto das estacas circulares tradicionais. Por outro lado, a presença de aletas tende a causar certa diminuição na profundidade atingida na instalação (BEZERRA, 2017). Como mostrado na Figura 2.11, as aletas são instaladas geometricamente opostas e com ângulos de 90° entre si, o que proporciona maior estabilidade no comportamento hidrodinâmico de cravação (menor variação do curso da estaca ao longo da lâmina d'água).

Figura 2.11 – Estacas torpedo dotadas de aletas laterais.



Fonte: Aguiar (2011).

Além da presença das aletas, na Figura 2.12 é possível notar os olhais (*padeyes*), que representam o ponto de conexão das estacas à linha de ancoragem, onde são transmitidos os carregamentos atuantes na unidade flutuante.

Figura 2.12 – Estacas torpedo com olhais interno (à esquerda) e externo (à direita).



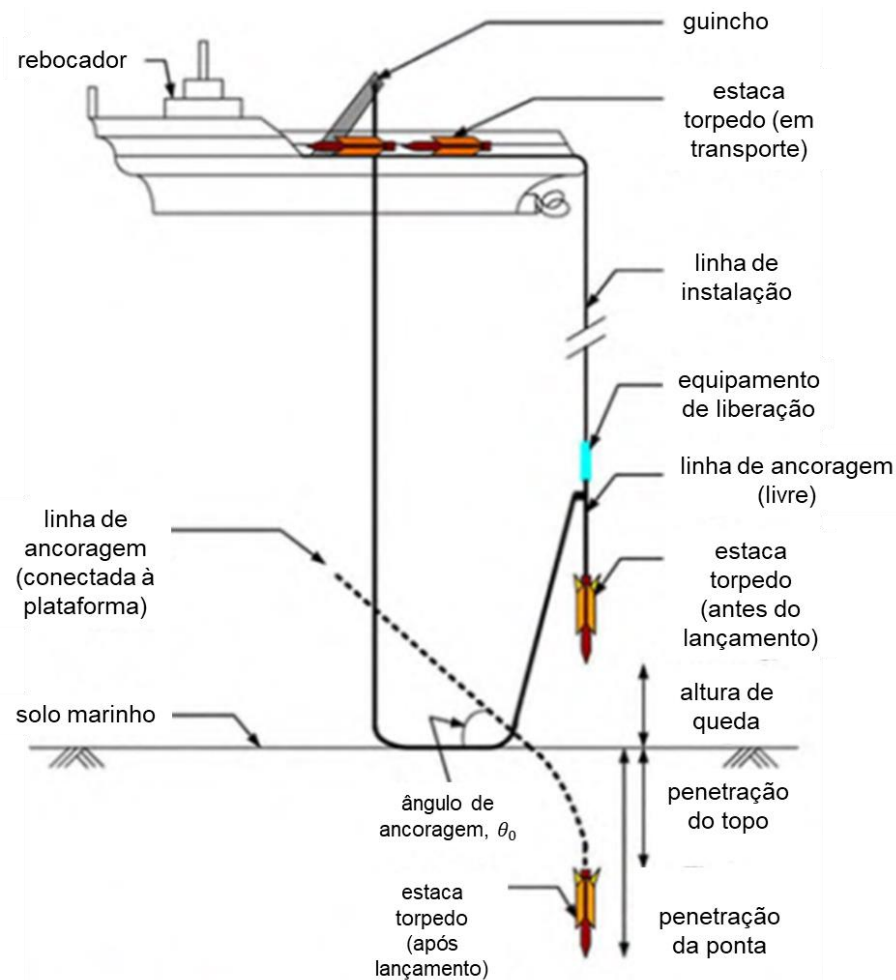
Fonte: Medeiros (2002).

Para o procedimento de instalação e cravação da estaca torpedo utiliza-se, basicamente, a gravidade. Mediante projeto prévio, a estaca é lançada em queda livre e atinge o solo, penetrando-o, simulando o lançamento de um torpedo “tradicional”. A sequência executiva é descrita nas alíneas que seguem e ilustrada na Figura 2.13:

- a) com auxílio de uma embarcação do tipo rebocador e de linha de instalação, a estaca torpedo é posicionada em uma altura de queda em torno dos 100 a 250 metros em relação ao solo marinho;
- b) uma vez liberada, a estaca torpedo se encaminha em queda livre, até atingir o solo em sua velocidade máxima;
- c) ao adentrar no solo, a estaca torpedo sofre desaceleração, até atingir a sua profundidade final.

Cabe mencionar que as estacas torpedo são identificadas de acordo com um sufixo numérico que denota o seu peso próprio, como T24, T35, T43, T98 e T120, por exemplo, contabilizando 24, 35, 43, 98 e 120 toneladas, respectivamente.

Figura 2.13 – Sequência de instalação de estaca torpedo.



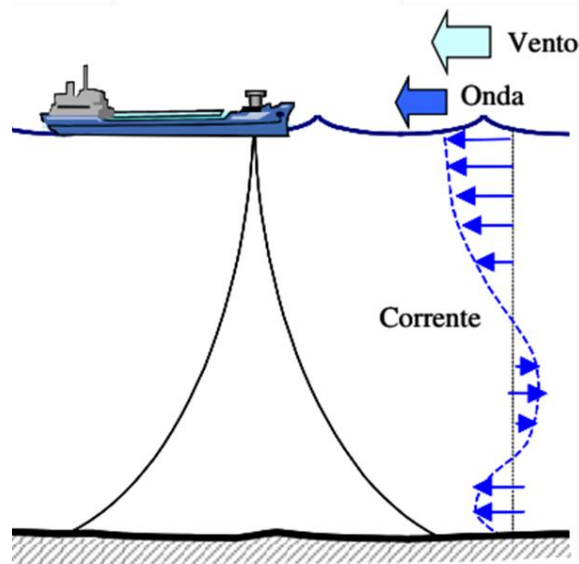
Fonte: traduzida e adaptada de Ma *et al.* (2019).

Ainda, tem-se as estacas de sucção (*suction piles*), que podem ser apontadas como uma das soluções internacionalmente mais populares. Segundo Ma *et al.* (2019), estes dispositivos consistem em cilindros de grandes diâmetros, instalados parcialmente por penetração devido ao peso próprio, com penetração total atingida a partir da aplicação de sucção na extremidade superior. Apresentam boa capacidade de carga associada aos solos coesivos e seu processo de instalação, apesar de dispensar utilização de equipamentos mais pesados para impacto de cravação (em contraste com estacas cravadas, por exemplo), necessita de acompanhamento contínuo para detecção de falhas no solo ou no próprio mecanismo de sucção.

2.2 CARREGAMENTOS ATUANTES EM SISTEMAS DE ANCORAGEM

Em se tratando de estruturas *offshore*, é imprescindível contabilizar a existência de agentes naturais causadores de esforços, tais como o vento, as ondas e as correntes marinhas, principalmente. No caso de unidades flutuantes, os carregamentos são induzidos ora na superfície da plataforma (vento e ondas), ora na própria linha de ancoragem (corrente marinha), ambos perpassando a coluna d'água através deste elemento e alcançando a fundação, como ilustra a Figura 2.14.

Figura 2.14 – Esforços naturais no sistema de ancoragem.



Fonte: adaptada de Hernández (2004).

Naturalmente, as ações atuantes na plataforma e na linha de ancoragem provocam deslocamentos verticais e horizontais que devem ser, no mínimo, parcialmente restringidos pelo elemento de fundação. Uma vez que apresentam variações de intensidade e frequência ao longo do tempo, as cargas ambientais têm caráter dinâmico.

De acordo com a Vryhorf (2018), as cargas atuantes nos sistemas de ancoragem podem receber, essencialmente, duas classificações:

- a) cargas quasi-estáticas: são componentes que surgem da estabilização lateral da unidade flutuante frente aos movimentos induzidos pelas ondas, sem considerar o caráter dinâmico. Neste caso, as frequências de sollicitação são muito baixas, com valores em torno de 0,005 a 0,007 Hz;

- b) cargas dinâmicas: são componentes que se originam, por exemplo, do impacto de ondas na unidade flutuante e do próprio movimento da linha de ancoragem submersa. Tais carregamentos são associados a frequências um pouco mais altas, em torno de 0,07 a 0,1 Hz.

Ao admitir a classificação proposta, deve-se observar que a composição das cargas quasi-estáticas com as cargas dinâmicas resulta em um chamado “carregamento dinâmico total”, onde, usualmente, as componentes quasi-estáticas representam de 50 a 90% na ordem de grandeza deste valor (VRYHOF, 2018).

No contexto mais específico da prática de projeto nacional, o procedimento utilizado para determinação das cargas requeridas no dimensionamento de estacas torpedo é descrito em Sampa (2015). Segundo o referido autor, no centro de pesquisa da Petrobras (CENPES), adota-se o critério de aplicação de um fator de segurança global nas cargas de ancoragem (Tabela 2.1), para condições de carregamento quasi-estático e dinâmico, considerando o sistema de ancoragem intacto ou com uma linha rompida, seja utilizando a máxima carga dinâmica ($q_{máx,d}$) ou a carga média dinâmica (\bar{q}_d) acrescida do dobro do desvio padrão da variação dinâmica (δ), conforme demonstrado na Equação (2.1) e na Equação (2.2):

$$q_r = q_{máx,d} \quad (2.1)$$

$$q_r = \bar{q}_d + 2\delta \quad (2.2)$$

Com:

q_r = carga requerida de ancoragem.

Tabela 2.1 - Valores utilizados pela Petrobras para fator de segurança na determinação de carregamentos em estacas torpedo.

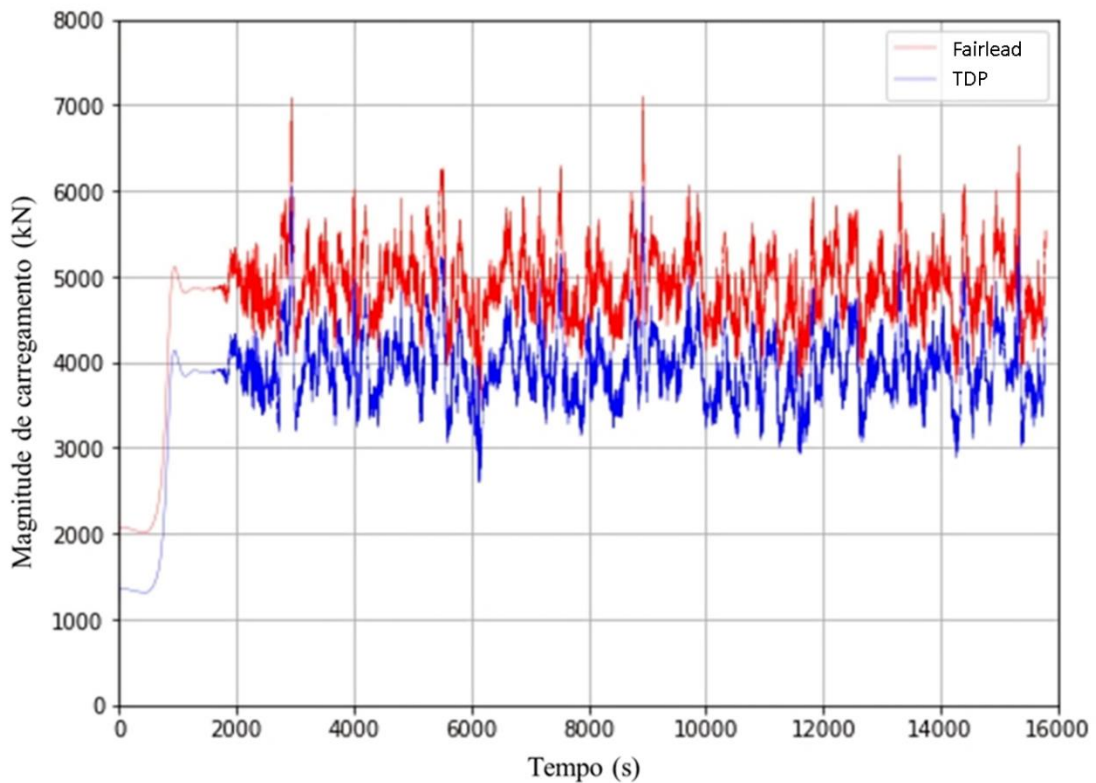
Condição	Análise quasi-estática	Análise dinâmica
sistema de ancoragem intacto	2,25	2,00
sistema de ancoragem danificado (uma linha rompida)	1,75	1,50

Fonte: adaptada de Sampa (2015).

No que diz respeito ao “Caso Típico da Petrobras” (ver material de referência em Rocha (2020)), diretamente relacionado com as seções 3.2, 3.3 e 3.4, bem como com os estudos

paramétricos do Capítulo 6, tem-se a definição de uma carga dinâmica cujo registro temporal típico pode ser observado na Figura 2.15, demonstrando que o valor médio da magnitude de carregamento é de $\sim 4000kN$.

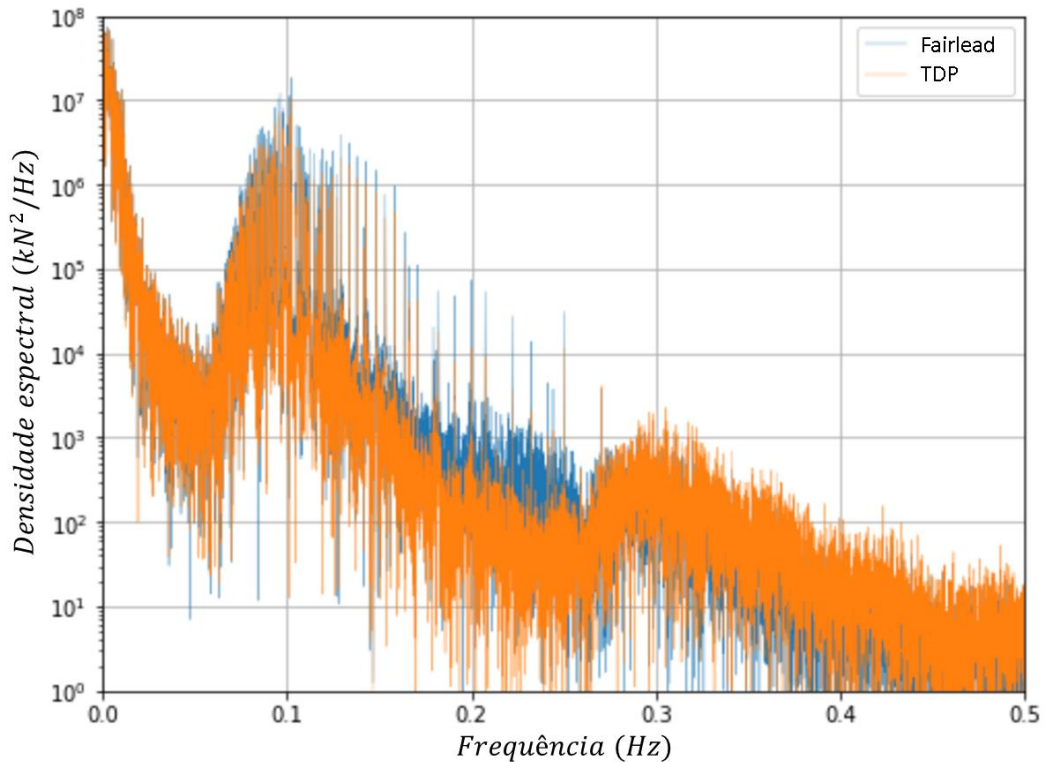
Figura 2.15 – Registro temporal para o “Caso Típico da Petrobras”.



Fonte: traduzida de Rocha (2020).

A função de densidade espectral correspondente ao registro temporal da Figura 2.15 é mostrada na Figura 2.16, onde pode-se observar que as frequências principais de excitação estão em torno de $0,1 Hz$. Segundo a determinação realizada por Braun *et al.* (2018), pode ser esperada uma frequência natural em torno de $20 Hz$ para o problema em escala real. Baseado neste afastamento entre as frequências, tende-se a concluir que a resposta do sistema em termos de atenuação pode ser avaliada a partir de análise estática. Pondera-se, entretanto, que a condução de análises dinâmicas sobre a temática pode vir a resultar em maiores níveis de atenuação, uma vez considerado o amortecimento proporcionado pelo solo; este tópico é citado como sugestão para trabalhos futuros (item 7.2).

Figura 2.16 – Função de densidade espectral para o registro temporal do “Caso Típico da Petrobras”.



Fonte: traduzida de Rocha (2020).

Um outro fator que deve ser levado em consideração consiste no ângulo θ_n formado na extremidade inferior da linha de ancoragem (*padeye*), pois pode ser relacionado diretamente com a capacidade de carga da fundação e o tipo de mecanismo de ruptura desenvolvido. Nos trabalhos de Costa (2008) e de Aguiar (2011), onde ambos autores estudam a capacidade de carga de estacas torpedo por modelos MEF desenvolvidos no ANSYS®, foi demonstrado que, de maneira geral, quanto mais alinhada for a aplicação da carga em relação ao eixo da estaca, menor será a carga-última esperada para a fundação. Tal conclusão dos autores desperta um alerta em relação ao que foi observado nos Testes de Campo do Programa Petrobras (itens 3.4 e 5.4), onde as geometrias de catenária inversa obtidas indicam um ângulo θ_n mais pronunciado na extremidade inferior, caracterizando uma situação desfavorável em termos de resistência.

2.3 INTERAÇÃO ENTRE SOLO E CORRENTE

No problema que rege a elaboração deste trabalho, a representação da interface de interação entre a linha de ancoragem e o solo marinho em seu entorno é de extrema importância: Li *et al.* (2016) classificam este tópico como o ponto chave para quaisquer análises que venham a fornecer resultados genuinamente representativos.

Diferentes justificativas podem ser apresentadas para ilustrar a relevância da interação entre o solo e a corrente que constitui a linha de ancoragem. Por um lado, pode-se classificar uma influência mais global, onde a interação está relacionada com a profundidade da estaca no interior do solo e na própria carga aplicada à esta. Por outro lado, o comportamento conjunto entre solo e linha de ancoragem desencadeia o formato de catenária inversa e, evidentemente, altera as relações entre as componentes horizontal e vertical de força na fundação.

Em termos de projeto, podem ser citadas as seguintes interferências do mecanismo de interação solo-corrente no desempenho do sistema de ancoragem (SAMPA, 2019):

- a) penetração do elemento de fundação: o atrito entre o solo e a corrente pode diminuir o embutimento total;
- b) comportamento cinemático: a trajetória e o posicionamento final do elemento de fundação sofrem influência das reações entre solo e corrente;
- c) capacidade de carga: uma vez que existe dissipação das forças atuantes ao longo do trecho embutido da linha de ancoragem, naturalmente aumenta-se a capacidade de carga do sistema.

De acordo com Vivatrat *et al.* (1982), é possível distinguir dois grandes grupos de estudos sobre a interação solo-corrente. O primeiro grupo se propõe a investigar o coeficiente de arrasto de correntes livres em contato com a superfície do solo: este tipo de interação ocorre para os sistemas de ancoragem em configuração de catenária convencional, no trecho horizontal da linha de ancoragem existente entre o TDP e o DDP (ver Figura 2.6). No segundo grupo, as pesquisas se concentram nos estudos de interação de correntes enterradas, onde todo o elemento se encontra em contato com o solo, sendo necessário entendimento da mobilização de resistência para deslocamentos normais e tangenciais da corrente. As duas vertentes citadas são abordadas nos subitens que seguem.

2.3.1 Correntes na superfície do solo

Discutir o comportamento das correntes na superfície do solo é especialmente relevante para os sistemas de ancoragem de plataformas que utilizem a configuração em forma de catenária. Neste caso, como mostrado no item 2.1.2, existe um trecho de corrente posicionado horizontalmente na superfície do leito marinho, entre os chamados ponto de arrasto e ponto de embutimento, que acaba beneficiando a resistência da fundação através do atrito.

Neste cenário, o principal mecanismo envolvido na manutenção do equilíbrio é a resistência ao arrasto da corrente, convencionalmente estudada na literatura através da chamada “razão de eficiência”. Por meio deste parâmetro, objetiva-se quantificar o atrito gerado durante deslocamento de correntes com extremidades soltas em contato com a superfície do solo. Para o cálculo da razão de eficiência η , é utilizada a Equação (2.3):

$$\eta = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{P_p} \quad (2.3)$$

Com:

$Q_{m\acute{a}x}$ = valor máximo de resistência por atrito entre solo e corrente;

P_p = peso próprio da corrente.

Ao conferir um olhar mais crítico à Equação (2.3), nota-se certa analogia com a teoria clássica de atrito de Coulomb (citada posteriormente na seção 4.3.3), onde a razão de eficiência η se assemelha ao coeficiente de atrito μ , relacionando componentes normais com tangenciais.

Diferentes autores propõem valores a serem adotados para a razão de eficiência, de acordo com alguns fatores, tais como: tipo de solo (argila mole ou areia, por exemplo), condição da solicitação (estática ou deslizante), material deslizante (cabo de aço ou corrente, por exemplo) e outros. Dentre os valores disponibilizados em diversas fontes (levantamento realizado por Sampa (2019)), chama atenção o trabalho desenvolvido por Yen e Tofani (1984), que buscaram investigar a correlação entre a resistência não-drenada do solo (S_u) e a razão de eficiência (η). Sua principal conclusão foi observar valores em torno de 0,55, independente da resistência do solo.

Devido às desvantagens dos sistemas de ancoragem em configuração de catenária convencional, já expostas anteriormente, este tipo de interação solo-corrente não é mais aprofundado no presente trabalho.

2.3.2 Correntes no interior do solo

2.3.2.1 Formação de catenária inversa

Na situação em que a linha de ancoragem se encontra no interior do solo, a força atuante tende a provocar o deslizamento entre os dois materiais, resultando na mobilização de reações do solo ao longo da corrente. Desta forma, ao proceder-se a instalação do dispositivo de ancoragem, progressivamente este impedimento causado pelas reações altera o perfil da corrente embutida, que adquire o formato conhecido como catenária inversa.

Partindo desta premissa, a principal consequência a ser apontada é a de que as forças de atrito desenvolvidas entre solo-corrente conduzem à uma menor carga de ancoragem sendo transmitida desde o ponto de penetração no solo até à estaca, indicando a possibilidade de otimização do dimensionamento da fundação (atenuação de cargas). Como tanto a interação solo-corrente quanto a interação solo-fundação são primordiais para a garantia do equilíbrio entre forças solicitantes e resistentes, há de se pontuar que a formação da catenária inversa resulta em solicitações tanto verticais quanto horizontais na estaca (ou outro dispositivo), alterando o seu comportamento e modo de falha (NEUBECKER E RANDOLPH, 1995).

Grande dificuldade pode ser esperada para previsão tanto da trajetória do elemento de fundação quanto da configuração exata resultante para a linha de ancoragem, uma vez que:

- a) devido às características do problema, não há possibilidade de inspecionar visualmente estes componentes no interior do solo marinho. Em seu trabalho, Sampa (2019) cita a existência de duas técnicas de medida para tentativa de solução deste problema: a primeira consiste em fixar transdutores na estaca e na corrente e obter medidas das suas respectivas posições; a segunda preconiza a utilização de outros equipamentos, tais como radar e luz infravermelha, que não se mostram muito eficientes nas situações de solo saturado (como é o caso do leito marinho) e raio X e laser, que apresentam dificuldades de aplicação em laboratório (financeiramente dispendiosas e pouco seguras);
- b) são diversos os fatores que podem influenciar neste processo, como os citados por Sampa (2019): histórico de tensões aplicadas na linha durante os períodos de pré-carregamento e de serviço, profundidade de embutimento, geometria da corrente e resistência do solo, para elencar alguns.

2.3.2.2 Modelos para determinação das forças na catenária inversa

A partir dos registros que podem ser encontrados na bibliografia disponível, datam dos anos 1970 os primeiros modelos analíticos que propuseram descrever a configuração de correntes embutidas em solos coesivos. No estudo de Reese (1973), por exemplo, a descrição da curva foi feita a partir de uma sucessão de arcos de círculo, considerando apenas a resistência do solo normal ao segmento de corrente, ou seja, com restrições em termos de penetração, mas livre em termos de deslizamento. Pouco tempo depois, Gault e Cox (1974) conceberam um modelo baseado em equações de equilíbrio que, além de considerar a resistência normal, também leva em conta a resistência ao deslizamento (tangencial à corrente) e o peso submerso da corrente.

Foi na década de 1980, no entanto, que se originaram dois trabalhos de grande destaque no tema de interação solo-corrente, Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989), com demonstração de equações que relacionam parâmetros como força e ângulo de inclinação em segmento de corrente, resistências tangencial e normal do solo e peso da corrente, por exemplo.

O tratamento proposto por Vivatrat *et al.* (1982) é pautado por duas equações diferenciais ordinárias que podem ser deduzidas através de equações de equilíbrio na direção tangencial ao segmento de linha (Equação (2.4)) e na direção normal ao segmento de linha (Equação (2.5)).

$$\frac{dT}{ds} = -t - w \operatorname{sen}\theta \quad (2.4)$$

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{q - w \cos \theta}{T} \quad (2.5)$$

Onde:

dT/ds = variação da força de tração ao longo do segmento;

t = força resistente tangencial do solo coesivo;

w = peso unitário da corrente;

θ = ângulo de inclinação do segmento em relação ao eixo horizontal;

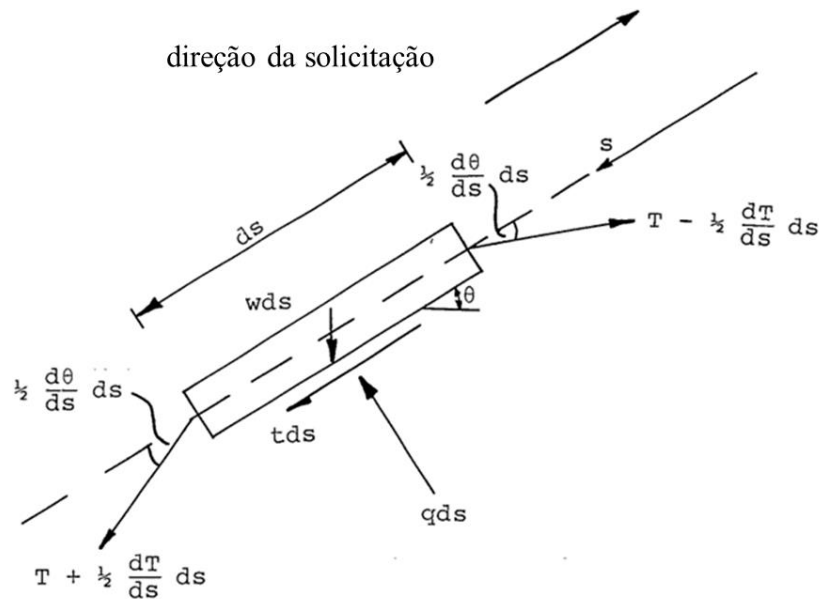
$d\theta/ds$ = variação do ângulo ao longo do segmento;

q = força resistente normal do solo coesivo;

T = tração atuante no trecho.

Neste modelo de tratamento, o trecho é considerado como um segmento reto (Figura 2.17) de comprimento infinitesimal (ds). Uma vez conhecidas as condições de contorno em uma das extremidades, é possível utilizar integração numérica para obter os valores na outra extremidade. Este processo pode ser feito desde o ponto de embutimento, onde normalmente se possui informações a respeito da força aplicada e do ângulo com o leito marinho, até o ponto de conexão com o elemento de ancoragem, onde se deseja saber tais informações.

Figura 2.17 – Segmento idealizado por Vivatrat *et al.* (1982).



Fonte: traduzida de Vivatrat *et al.*, 1982.

Semelhantemente ao que foi proposto por Vivatrat *et al.* (1982), Degenkamp e Dutta (1989) propuseram equações diferenciais deduzidas a partir do diagrama de corpo livre de um segmento de linha (ver Figura 2.18). No entanto, alteraram a premissa de que o trecho infinitesimal seria reto e admitiram a possibilidade de existir diferença entre os ângulos formados na extremidade superior e inferior, o que, em termos práticos, altera o equilíbrio na direção normal à linha. Dessa forma, são obtidas as Equações (2.6) e (2.7):

$$\frac{dT}{ds} = -(f + w \operatorname{sen} \phi_1) \quad (2.6)$$

$$\frac{d\phi}{ds} = \frac{p - w \cos \phi_1}{T + \frac{dT}{ds} \Delta s} \quad (2.7)$$

Onde:

dT/ds = variação da força de tração ao longo do segmento;

f = força resistente tangencial do solo coesivo;

w = peso unitário da corrente;

ϕ_1 = ângulo de inclinação do segmento em relação ao eixo horizontal na extremidade superior;

$d\phi/ds$ = variação do ângulo ao longo do segmento;

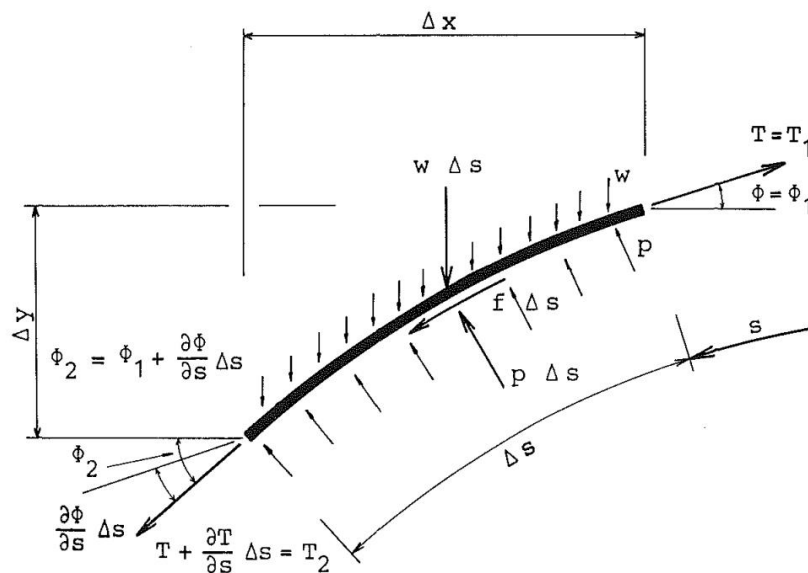
p = força resistente normal do solo coesivo;

T = tração atuante no trecho;

Δs = comprimento infinitesimal do segmento de corrente.

O segmento de corrente idealizado por Degenkamp e Dutta (1989) pode ser visualizado na Figura 2.18.

Figura 2.18 – Segmento idealizado por Degenkamp e Dutta (1989).



Fonte: Degenkamp e Dutta, 1989.

NOTA: ver comentários realizados ao final da próxima seção (subitem 2.3.2.3).

2.3.2.3 Resistência do solo com a corrente em formato de catenária inversa

No primeiro momento após a instalação do elemento de fundação, o trecho de linha de ancoragem que se encontra no interior do solo possui configuração praticamente vertical, isto é, com eixo longitudinal paralelo ao eixo vertical do elemento de fundação. Quando passa a existir solicitação ou a operação de pré-tração, o comprimento do trecho no interior do solo marinho tende a aumentar, afastando-se do formato reto e assumindo a característica geométrica de catenária inversa.

Durante este processo de “transformação” do formato do trecho embutido, entende-se que dois tipos de resistência são mobilizados, como é demonstrado por Vivatrat *et al.* (1982), Equações (2.4) e (2.5), e Degenkamp e Dutta (1989), Equações (2.6) e (2.7):

- a) resistência do solo contra a penetração da corrente na direção normal, “ q ” ou “ p ”, dependendo do(s) autor(es);
- b) resistência do solo contra o deslizamento da corrente na direção tangencial, “ t ” ou “ f ”, dependendo do(s) autor (es).

Ambas as resistências são tratadas como forças distribuídas na direção normal e na direção tangencial do segmento de corrente, como pode ser visto nos diagramas de corpo livre elaborados pelos autores supracitados. Além disso, os estudos mostram que tais resistências podem ser correlacionadas, basicamente, com o parâmetro S_u (resistência não-drenada do solo) e geometria da corrente que se encontra em contato com o solo.

De modo geral, quanto mais precisa for a determinação dos parâmetros utilizados para o cálculo das resistências, mais confiável resultará a determinação da configuração da catenária invertida, o cálculo da distribuição de força ao longo do comprimento da linha e a determinação das componentes de força que efetivamente solicitam o elemento de fundação (DEGENKAMP E DUTTA, 1989). Neste sentido, os autores propõem as Equações (2.8) e (2.9), para caracterizar as forças resistentes tangencial e normal, respectivamente:

$$f = B_s \alpha_s S_u \quad (2.8)$$

$$p = B_b q_{lim} \quad (2.9)$$

Com:

B_s = largura efetiva da corrente no deslizamento;

α_s = fator de redução ou fator de adesão;

S_u = resistência não-drenada do solo;

B_b = largura efetiva da corrente na penetração;

q_{lim} = tensão limite no solo, relacionada com a capacidade de carga e a resistência não-drenada do solo.

Vivatrat *et al.* (1982), por outro lado, propuseram as Equações (2.10) e (2.11) a seguir para determinação das forças resistentes normal e tangencial, respectivamente:

$$q = N_c S_u A_B \quad (2.10)$$

$$t = S_u A_S \quad (2.11)$$

Onde:

N_c = fator de capacidade de carga para argilas, variando entre 9 e 11, de acordo com os autores;

A_B = área efetiva da corrente na penetração, em torno de 2,6 vezes o diâmetro nominal da corrente;

A_S = área efetiva da corrente no deslizamento, em torno de 10 vezes o diâmetro nominal da corrente.

Por fim, é válido verificar que, respeitadas as relações contidas nas Equações (2.12) e (2.13), as expressões de Vivatrat *et al.* (1982) são equivalentes às equações de Degenkamp e Dutta (1989):

$$A_B = B_b \quad (2.12)$$

$$A_S = B_s \quad (2.13)$$

Uma vez transcritas as teorias de Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989), tanto na presente seção quanto na anterior (subitem 2.3.2.2), cabe a realização das seguintes ponderações:

- a) no período de desenvolvimento desta tese, também foram acessados os modelos propostos por Bang *et al.* (2001) e pela ABS (2017), que apresentam grande semelhança e correspondência com os modelos clássicos citados. De forma geral, não foi encontrada proposição e/ou disponibilização de outras equações mais recentes que objetivem a determinação da atenuação de cargas em correntes embutidas no solo argiloso;
- b) os métodos propostos pelos autores supracitados culminam na utilização de uma série de parâmetros e fatores de determinação empírica, podendo tornar questionável sua utilização e extrapolação para um conjunto mais amplo de problemas (apesar de propiciarem avaliação mais célere);
- c) os métodos não consideram a não-linearidade na mobilização das resistências do solo ao longo da extensão da linha de ancoragem, decorrente das grandes deformações e plastificação esperadas neste mecanismo;
- d) existe uma lacuna em termos de consideração das propriedades da interface solo-corrente, principalmente no que diz respeito à rigidez tangencial (fator crucial de análise, como apontado em 3.3.1 e evidenciado ao longo dos Capítulos 5 e 6).

Com base nos pontos mencionados acima, cresce em relevância a consolidação de estudos numéricos como o exposto no presente trabalho, que permitam a incorporação de premissas mais robustas na busca pela caracterização do problema de interface solo-corrente.

3. ESTUDOS NUMÉRICOS E ENSAIOS EXPERIMENTAIS SOBRE INTERAÇÃO SOLO-CORRENTE

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os principais trabalhos de referência para as verificações e validações dos modelos numéricos desenvolvidos. Em busca de avaliações e comparações mais representativas do problema de interação solo-corrente em simulação, procurou-se selecionar uma gama de estudos que disponibilizem dados e resultados tanto de origem experimental quanto numérica. Além disso, é de suma relevância apontar que as referências abordadas nos itens 3.2, 3.3 e 3.4 dizem respeito à investigação de um mesmo caso típico especificado pela Petrobras para os estudos conduzidos no PPGEC/UFRGS.

3.1 OS MODELOS DE DEGENKAMP E DUTTA (1989) E LI *ET AL.* (2016)

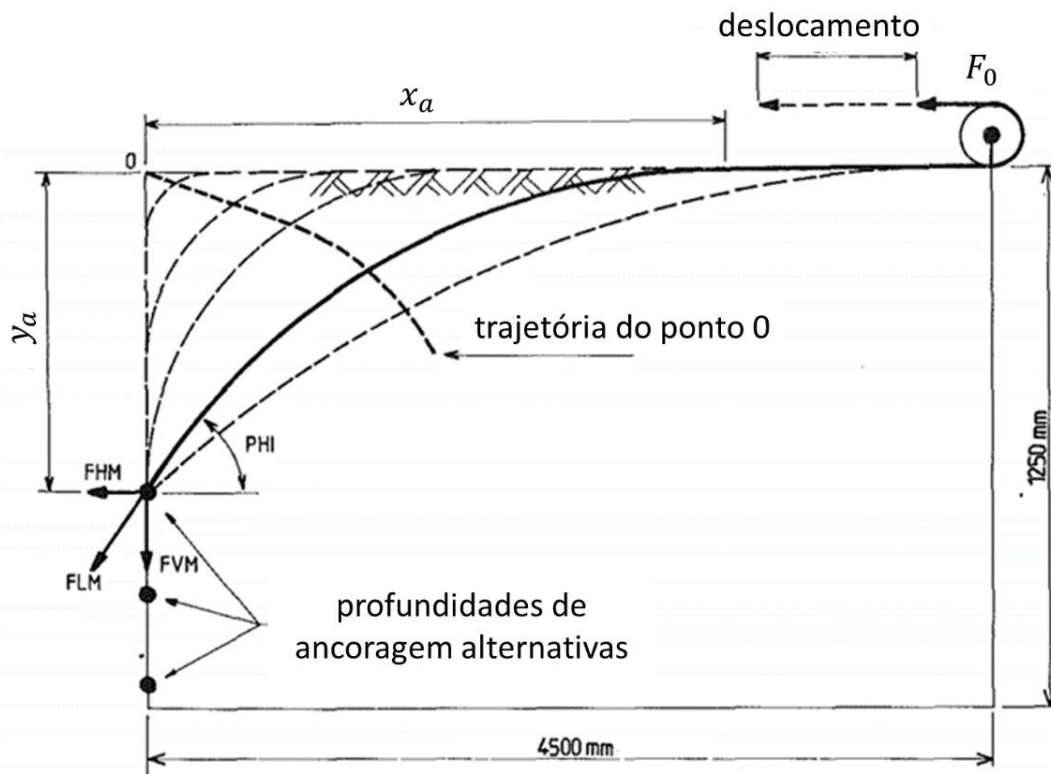
Em sua publicação, Degenkamp e Dutta (1989) discutiram abordagens analíticas e experimentais para avaliação da interação solo-corrente em argilas moles. No primeiro caso, certos tópicos encontram-se anteriormente incorporados no presente trabalho (vide item 2.3.2); para o segundo caso, onde os autores procuraram simular um modelo de linha de ancoragem em escala reduzida, maiores informações são tratadas nos itens 3.1.1 e 3.1.2 que seguem.

Mais recentemente, Li *et al.* (2016), utilizaram análise por elementos finitos para estudar a interação entre solo e corrente, adotando como ferramenta o *software* ANSYS®, de forma análoga ao presente estudo e, como referência, propuseram a simulação de alguns dos ensaios experimentais conduzidos por Degenkamp e Dutta (1989); no item 3.1.3 são apresentadas as principais características do modelo numérico criado por Li *et al.* (2016).

3.1.1 Características gerais dos ensaios

De acordo com os autores (DEGENKAMP E DUTTA, 1989), os ensaios experimentais foram realizados em um tanque com medidas de $4,5 \times 1,25 \times 0,37$ m, relativas a comprimento, profundidade e largura, respectivamente (a Figura 3.1 a seguir mostra o aparato). Além dos parâmetros ilustrados na Figura 3.1, outras importantes informações são fornecidas para a definição da configuração de catenária inversa no interior do solo (conforme mostrado em 5.1.2), tais como: distâncias horizontal e vertical entre ponto de ancoragem e ponto de embutimento (x_a e y_a , respectivamente) e ângulo formado na extremidade inferior.

Figura 3.1 – Representação esquemática do aparato experimental utilizado por Degenkamp e Dutta (1989).



Fonte: adaptada de Degenkamp e Dutta (1989).

Ao total, Degenkamp e Dutta (1989) disponibilizam resultados referentes a 10 programas de ensaio, classificados em grupos que se distinguem e proporcionam a avaliação dos seguintes parâmetros principais:

- a) diâmetro do elo da corrente (6,4mm, 9,5mm e 16mm);
- b) profundidade de ancoragem (entre 0,135 e 1,008m);
- c) magnitude de carga aplicada;
- d) geometria final da catenária inversa.

3.1.2 Propriedades dos materiais

Os dois principais parâmetros de interesse para a posterior modelagem numérica do solo argiloso no corrente estudo (ver item 5.1) dizem respeito à resistência não-drenada, S_u , e o peso específico, γ_{solo} . Conforme as medições realizadas pelos autores (DEGENKAMP E DUTTA, 1989), foram obtidos $4,52 \text{ kPa}$ e $18,8 \text{ kN/m}^3$, respectivamente. Cabe destacar que não há menção sobre um perfil de variação da resistência não-drenada do solo, sendo este valor interpretado como constante ao longo da profundidade do tanque de ensaio.

No que se refere à corrente utilizada, no programa de ensaios idealizado por Degenkamp e Dutta (1989) foram testados três tamanhos para diâmetro nominal, $6,4 \text{ mm}$, $9,5 \text{ mm}$ e 16 mm , com pesos lineares respectivos de $9,1 \text{ N/m}$, 20 N/m e $54,6 \text{ N/m}$. De acordo com os autores, mesmo que as correntes utilizadas sejam do tipo *studless*, consideram-se válidas também para representação do tipo *studlink*.

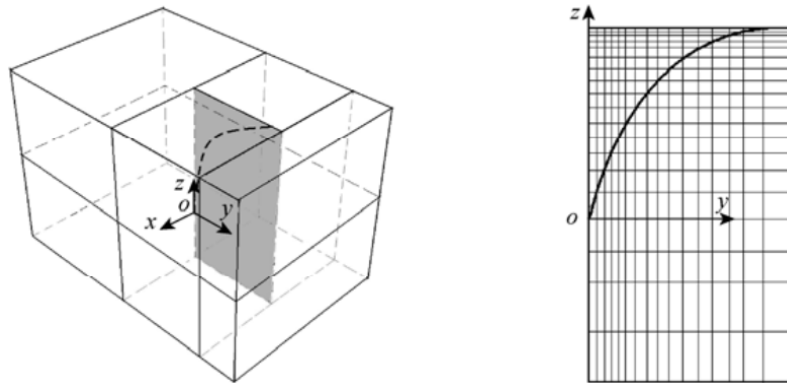
3.1.3 Características gerais do modelo numérico

De forma análoga ao que foi concebido no presente estudo (ver Capítulo 4), Li *et al.* (2016) conduzem a modelagem a partir de quatro componentes principais:

- a) elemento tridimensional para representar o solo, considerando comportamento elastoplástico por meio do critério de Drucker-Prager;
- a) elemento linear para representação da linha de ancoragem, com capacidade de resistir apenas a esforços de tração;
- b) par de elementos de alvo e contato para conferir as características da interface entre solo e corrente, baseada na Lei de Atrito de Coulomb.

Infelizmente, não se encontram especificados os tipos de elemento utilizados pelos autores no *software* de análise (ANSYS®). No que se refere ao domínio de modelagem, ilustrado na Figura 3.2 a seguir, Li *et al.* (2016) citam a necessidade de concepção de um maciço de solo com dimensões que permitam minimizar os efeitos das condições de contorno (restrições de deslocamento) e a importância de uma discretização de malha onde os nós dos elementos de solo sejam coincidentes com os nós dos elementos de corrente. Quanto a este último ponto, faz-se uma ressalva: ao promover a conectividade nodal, a interface solo-corrente passa a não ser mais exclusivamente dependente da interação entre os elementos de alvo e contato adotados no ANSYS®, alterando as características da análise conduzida (mais informações em 4.4).

Figura 3.2 – Domínio de modelagem idealizado por Li *et al.* (2016).

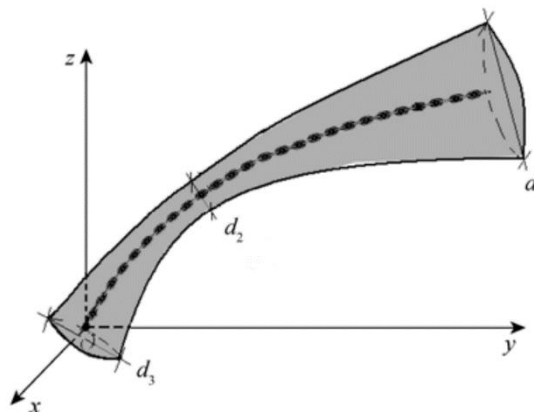


Fonte: Li *et al.* (2016).

Para verificação do seu modelo, Li *et al.* (2016) escolheram simular o grupo de ensaios proposto por Degenkamp e Dutta (1989) onde o diâmetro nominal da corrente é de 9,5 mm; ao longo do seu texto, ainda citam demais parâmetros utilizados no modelo, que, basicamente, fazem correspondência com os dados disponibilizados por Degenkamp e Dutta (1989). Ao total, foram apresentados resultados para três valores de profundidade de ancoragem e duas magnitudes de força aplicada, culminando em seis distintas possibilidades expostas no item 5.1.4.

Dentre as conclusões obtidas pelos autores, é interessante tratar sobre o perfil de plastificação no solo: observa-se o desenvolvimento de uma zona com o chamado “*dumbbell shape*” (ou “formato de halter”, em tradução literal), ilustrando a obtenção de diferentes regiões de mobilização do solo ao longo do comprimento da linha de ancoragem, como é demonstrado na Figura 3.3, com plastificação mais pronunciada nas suas extremidades ($d_1 > d_3 > d_2$).

Figura 3.3 – Zona de plastificação típica descrita por Li *et al.* (2016)



Fonte: Li *et al.* (2016).

3.2 OS ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE ROCHA *ET AL.* (2016)

Com o objetivo de determinar a atenuação de cargas existente na região da linha de ancoragem embutida no solo marinho, Rocha *et al.* (2016) desenvolveram uma série de testes em escala reduzida, adotando proporção geométrica de 1:40, visando representar uma “configuração típica” de projeto, proposta pela Petrobras, seguindo a linha de pesquisa desenvolvida em parceria da empresa com a UFRGS. Informações sobre características dos ensaios e propriedades dos materiais utilizados são providas nos itens 3.2.1 e 3.2.2 que seguem.

3.2.1 Características gerais dos ensaios

Para avaliação do problema, Rocha *et al.* (2016) construíram um aparato experimental (mostrado na Figura 3.4) constituído por um tanque de acrílico, cujas dimensões são de $1,52 \times 0,8 \times 0,24 \text{ m}$ (comprimento, profundidade e largura, respectivamente) e paredes de 15 mm de espessura, um trilho para suspensão da corrente que representa a linha de ancoragem, suportes para acomodação de pesos (carga estática) e células de carga para medição da força no ponto de ancoragem.

Figura 3.4 – Equipamento utilizado para simulação de sistema de ancoragem em escala reduzida.



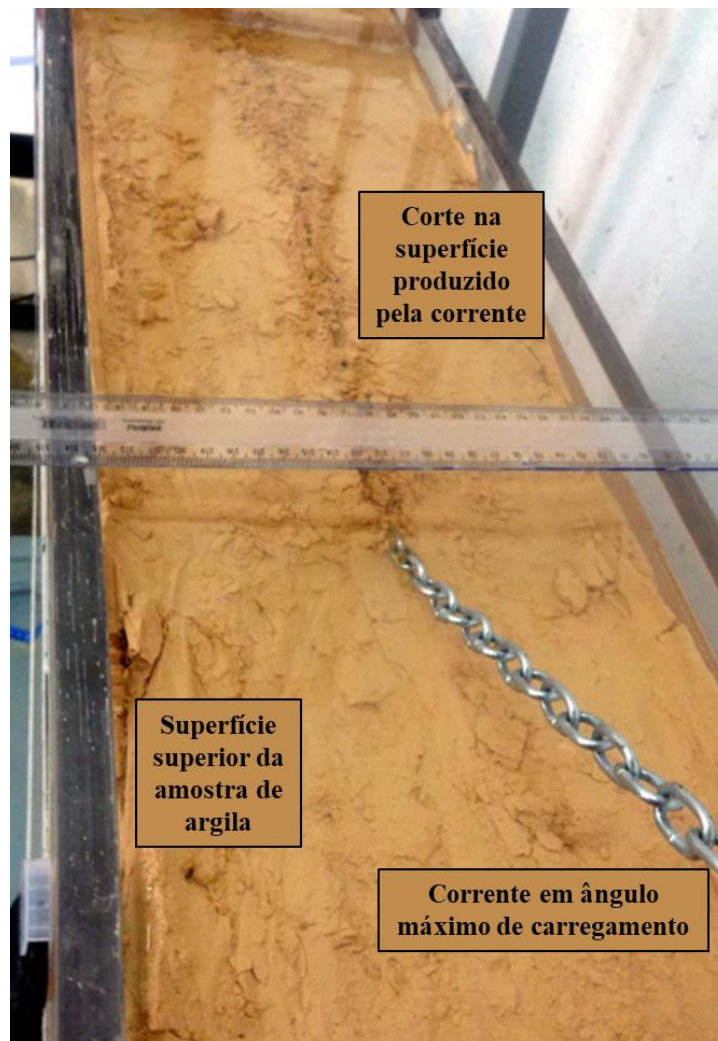
Fonte: adaptada de Rocha *et al.* (2016).

Segundo os autores, a condução dos ensaios se baseou em ciclos de carga e descarga, onde:

- a) primeiramente, o carregamento era progressivamente acrescido, com incrementos de 10 N, desde 0 até 140 N;
- b) após, o carregamento era progressivamente retirado, com decrementos de 10 N, desde 140 até 0 N;
- c) ao longo dos ensaios, os ciclos de carga e descarga eram realizados para diferentes ângulos de aplicação da força na extremidade livre, com intervalos de 5°, desde 20° até 55° em relação ao plano vertical do tanque.

Na Figura 3.5, pode ser observado o corte produzido pela corrente na superfície superior da amostra de argila:

Figura 3.5 – Vista superior de uma das configurações de ensaio.



Fonte: adaptada de Rocha *et al.* (2016).

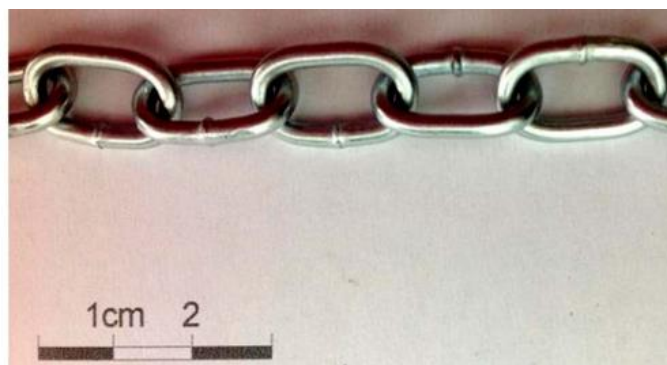
Ao todo, são disponibilizados pelos autores os dados e resultados de 12 testes realizados, que se diferenciam, em suma, pelo tipo de argila utilizado (“Argila A” ou “Argila B”), profundidade do ponto de ancoragem, resistência não-drenada média do solo, percentual de atenuação de carga e relação entre resistência tangencial e normal. Dentre os ensaios, destacam-se os identificados como Teste 2, Teste 3, Teste 11 e Teste 12, inclusive com ilustração do formato estimado para a catenária inversa no interior do solo, sendo, portanto, objetos de comparação no presente trabalho (ver item 5.2).

Ademais, é válido comentar sobre uma importante conclusão estabelecida pelos autores: segundo os resultados observados, admitir uma relação direta e linear entre as forças tangenciais e normais ao longo da corrente pode representar uma abordagem demasiadamente simplificada, pois, de acordo com o nível de carga aplicado, poderá haver maior ou menor mobilização de cada parcela de resistência. Além disso, demonstra-se uma dependência desta relação conforme o valor de S_u : quanto maior este parâmetro, maior tende a ser a contribuição das forças tangenciais (ou de atrito).

3.2.2 Propriedades dos materiais

A corrente utilizada por Rocha *et al.* (2016) nos ensaios possui diâmetro nominal de 3mm e massa unitária de 160 g/m, sendo do tipo *studless*, como pode ser observado na Figura 3.6. Os ensaios buscam a simulação do caso real de uma corrente com diâmetro nominal de 120mm, em escala de 1:40, e massa unitária de 280 kg/m, em escala de 1:1600, com certo desvio em relação ao valor necessário, considerado como irrelevante devido à pouca influência do peso próprio para essas dimensões (ver Tabela 3.1 para as escalas das grandezas de base e grandezas derivadas).

Figura 3.6 – Segmento de corrente utilizado por Rocha *et al.* (2016).



Fonte: Rocha *et al.* (2016).

Tabela 3.1 – Grandezas de base e grandezas derivadas nos ensaios de Rocha *et al.* (2016).

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	L	M	T	Inversão			Escala
Comprimento	\mathcal{L}	m	1	0	0	1	0	0	40
Massa específica	ρ	kg/m ³	-3	1	0	3	1	0	1
Aceleração	g	m/s ²	1	0	-2	0,5	0	-0,5	1

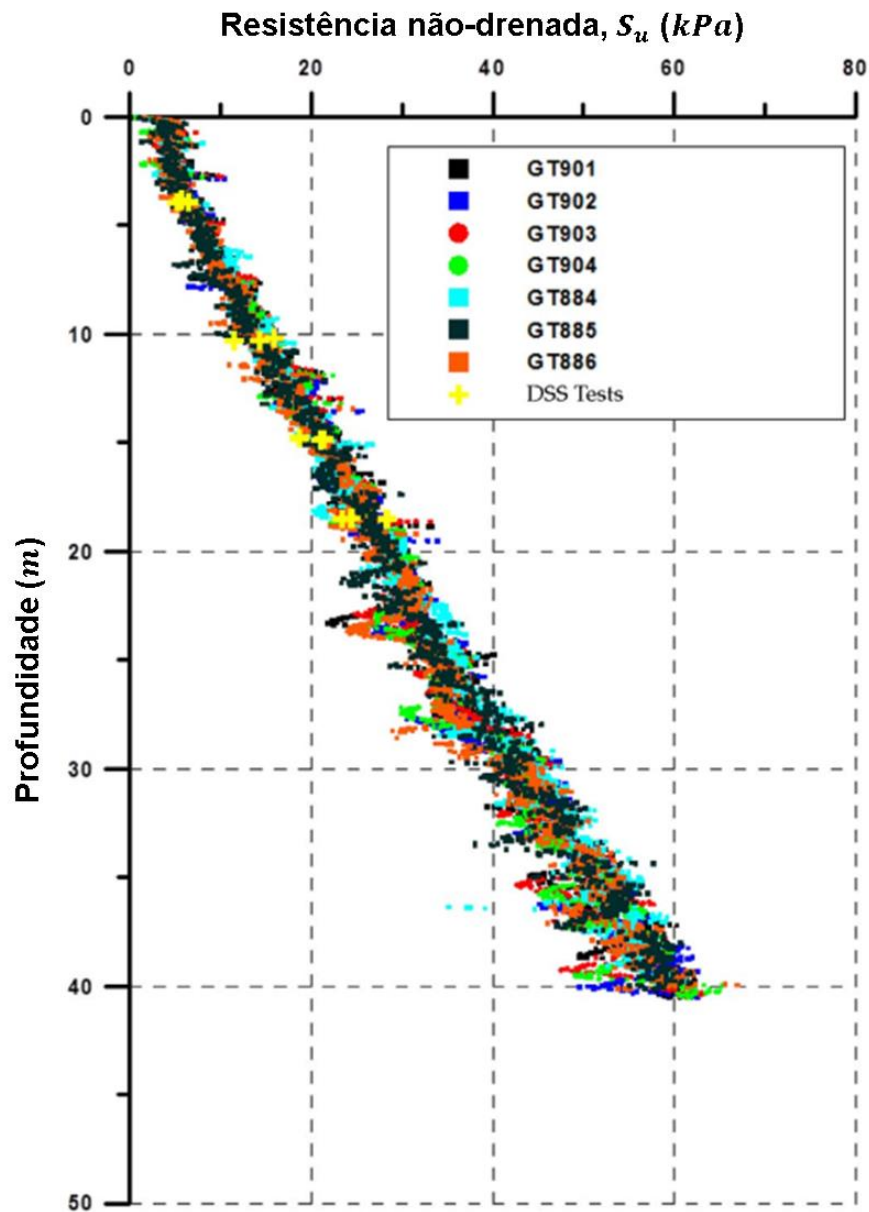
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	L	M	T	L	r	g	Escala
Massa	\mathcal{M}	kg	0	1	0	3	1	0	64000
Tempo	t	s	0	0	1	0,5	0	-0,5	6,32
Frequência	f	Hz	0	0	-1	-0,5	0	0,5	0,16
Velocidade	v	m/s	1	0	-1	0,5	0	0,5	6,32
Vazão	Q	m ³ /s	3	0	-1	2,5	0	0,5	10119
Viscosidade dinâmica	μ	kg/m/s	-1	1	-1	1,5	1	0,5	253
Viscosidade cinemática	ν	m ² /s	2	0	-1	1,5	0	0,5	253
Força	\mathcal{F}	N	1	1	-2	3	1	1	64000
Rigidez axial	\mathcal{k}	N/m	0	1	-2	2	1	1	1600
Tensão	σ	Pa	-1	1	-2	1	1	1	40
Massa unitária	μ	kg/m	-1	1	0	2	1	0	1600
Área	\mathcal{A}	m ²	2	0	0	2	0	0	1600
Volume	\mathcal{V}	m ³	3	0	0	3	0	0	64000

Fonte: adaptada de Rocha *et al.* (2016).

Para modelagem do solo, o objetivo consiste em representar o perfil referencial de resistência de acordo com dados coletados e disponibilizados pela Petrobras. Conforme mostrado na Figura 3.7 a seguir, as argilas do litoral brasileiro tendem a apresentar um crescimento linear de resistência não-drenada (S_u , em kPa) ao longo da profundidade (z , em m), com uma relação de acordo com a Equação (3.1):

$$S_u \cong 1,4 z \quad (3.1)$$

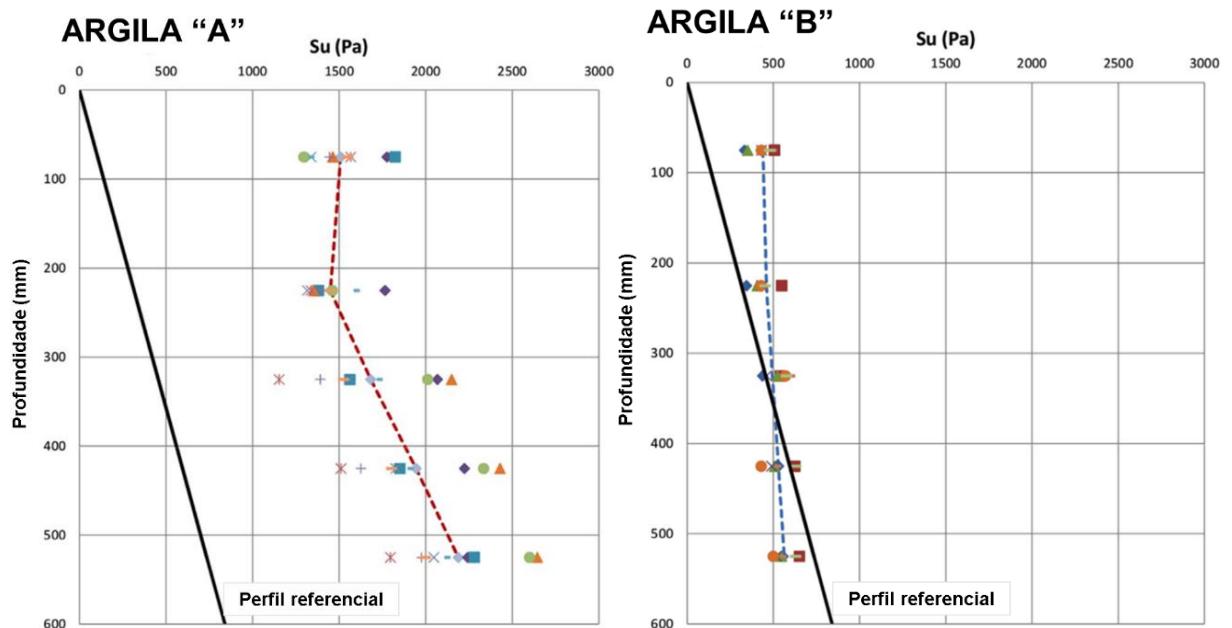
Figura 3.7 – Perfil típico de resistência não-drenada para argilas do litoral brasileiro.



Fonte: adaptada de Rocha *et al.* (2016).

Desta forma, Rocha *et al.* (2016) produziram duas misturas com proporções de 90% de caulim e 10 % de bentonita e índices de umidade de 100% e 120%, identificando a “Argila A” e a “Argila B”, respectivamente. Os autores relatam que as duas argilas foram submetidas ao ensaio de Mini Vane para obtenção do perfil de resistência não-drenada ao longo da profundidade do tanque, com os resultados mostrados na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Resultados dos ensaios de resistência para a “Argila A” (à esquerda) e “Argila B” (à direita).



Fonte: adaptada de Rocha *et al.* (2016).

De acordo com o que pode ser interpretado da Figura 3.8, as argilas “A” e “B” apresentam características de resistência distintas:

- a) Para a “Argila A”, observa-se o desenvolvimento de um perfil de resistência com variação ao longo da profundidade, todavia distante do perfil referencial;
- b) Para a “Argila “B”, nota-se um perfil de resistência praticamente constante ao longo da profundidade, com um valor médio de resistência não-drenada (S_u) compatível com o perfil referencial.

Em conformidade com estas características, as simulações numéricas dos ensaios de Rocha *et al.* (2016) abordadas no item 5.2 consideram as distinções de perfis para avaliação das atenuações de carga.

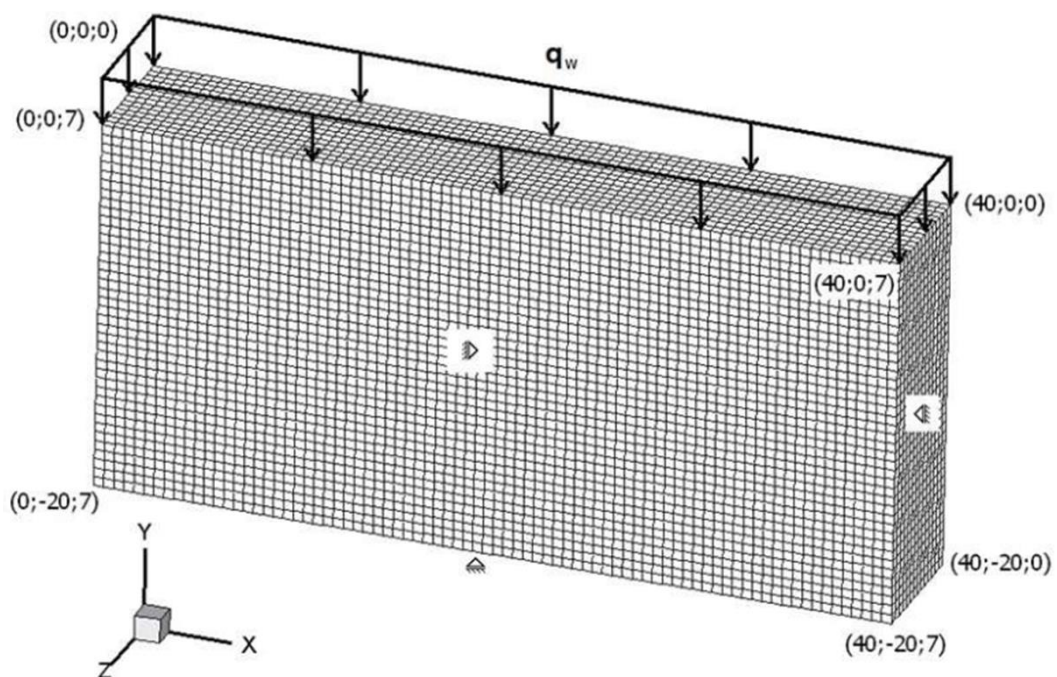
3.3 O ESTUDO NUMÉRICO DE BRAUN *ET AL.* (2018)

Em sua obra, Braun *et al.* (2018) propõem uma metodologia em elementos finitos para avaliação do comportamento e da interface entre entidades modeladas em 3D (geomateriais) que possuam elementos em 1D (linha de ancoragem) inseridos no seu interior. Em suma, os autores reproduzem um sistema *taut leg* ao aplicar uma força inclinada na extremidade superior da linha de ancoragem e contabilizam a resultante de força atenuada, que atua no dispositivo de ancoragem; as características do problema fazem referência ao caso típico proposto pela Petrobras. Nos itens 3.3.1 e 3.3.2, são apresentadas as características gerais do modelo e as propriedades dos materiais simulados.

3.3.1 Características gerais do modelo numérico

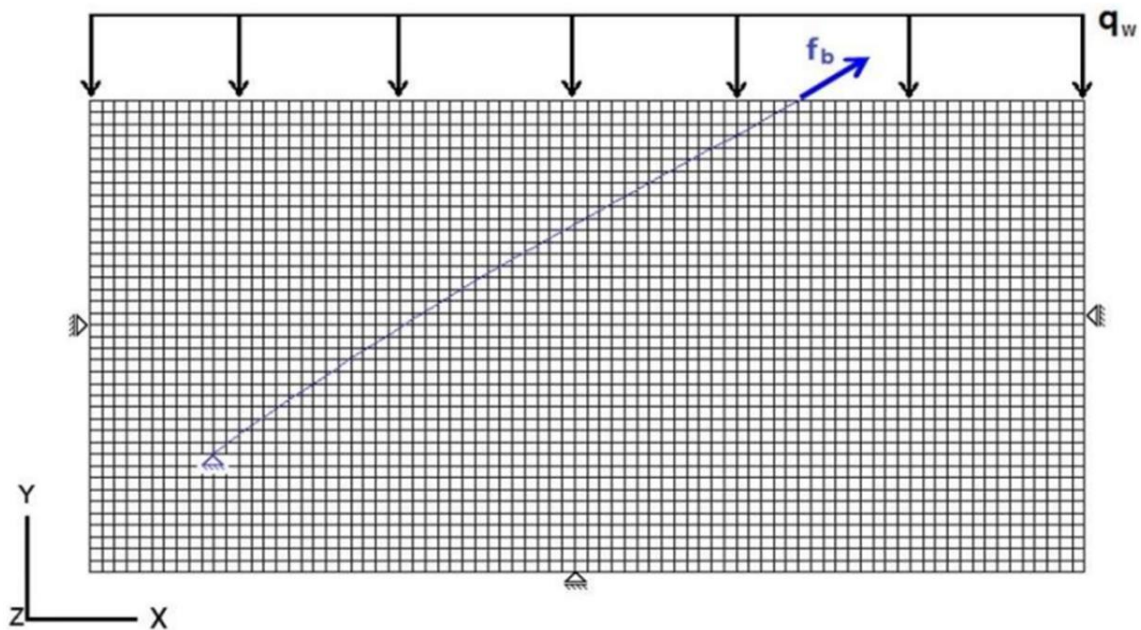
Nas simulações realizadas por Braun *et al.* (2018), os casos estudados consistem na modelagem de elementos de solo, de linha de ancoragem e de interface de contato. Com o objetivo de possibilitar um estudo de influência da profundidade de ancoragem, os autores propuseram os valores de 15 m, 20 m e 25 m. A configuração geométrica esquemática do problema, é mostrada na Figura 3.9 e Figura 3.10:

Figura 3.9 – Domínio computacional (profundidade de 15 m).



Fonte: Braun *et al.* (2018).

Figura 3.10 – Detalhe do plano intermediário ($z = 3,5m$), que intercepta a linha de ancoragem.



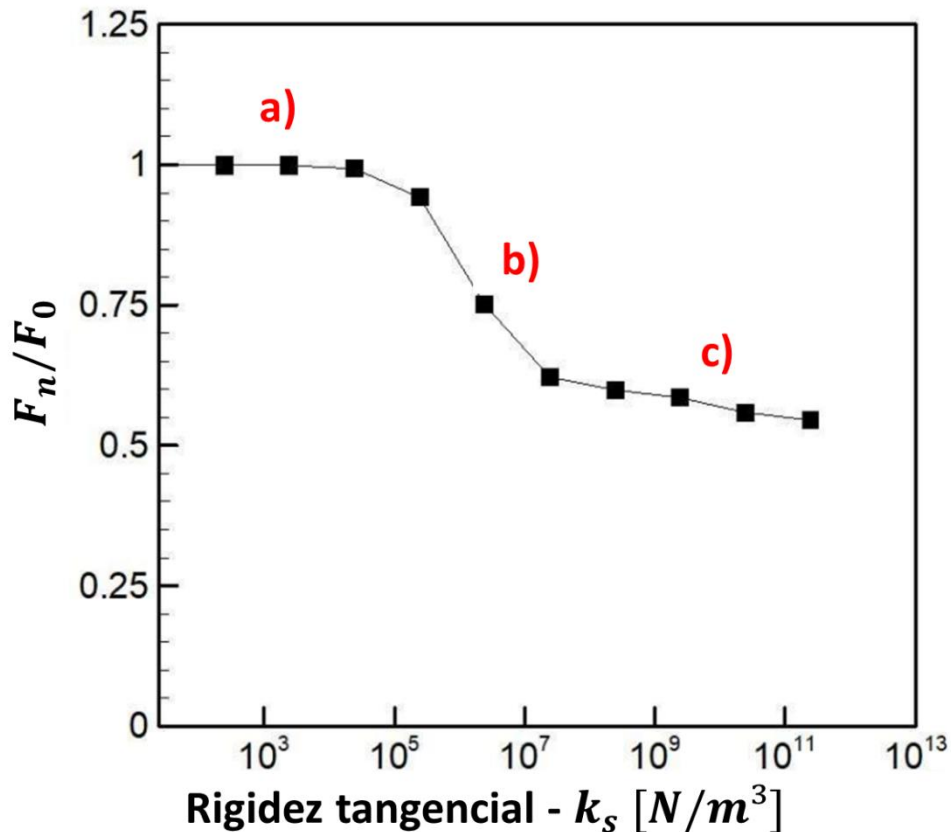
Fonte: Braun *et al.* (2018).

Além das restrições aplicadas nas faces externas do maciço, os autores utilizam um apoio fixo para representação do dispositivo de ancoragem na extremidade inferior e, para a aplicação do carregamento na extremidade superior livre, faz-se utilização do registro temporal típico disponibilizado pela Petrobras (vide Capítulo 5).

Em termos de modelos constitutivos, Braun *et al.* (2018) assumem o maciço de solo como um material elastoplástico perfeito, com critério de plasticidade de Tresca, a linha de ancoragem como um material elástico de rigidez exclusivamente axial e a interface solo-corrente é descrita a partir do critério de Mohr-Coulomb, relacionando as componentes de tensão tangencial (τ) e normal (σ) a partir de um coeficiente adimensional de atrito (μ).

Por fim, menciona-se um importante tópico abordado por Braun *et al.* (2018): a variação dos coeficientes de rigidez considerados na interface solo-corrente. Em seu trabalho, os autores apresentam um breve estudo para avaliar a influência do parâmetro de rigidez tangencial (k_s) na magnitude de força atenuada (F_n/F_0), indicando que este valor não é de simples determinação por meio de investigações em campo (ou mesmo em laboratório). Como pode ser observado na Figura 3.11, foi identificada a existência de três faixas de comportamento distinto:

Figura 3.11 – Variação da atenuação de carga em relação ao valor de rigidez tangencial.



Fonte: adaptada de Braun *et al.* (2018).

- a) quando o valor de rigidez tangencial na interface é baixo ($k_s < 10^4$), tem-se um nível praticamente inexistente de atenuação, indicando um “deslizamento livre” da corrente;
- b) quando o valor de rigidez tangencial na interface encontra-se em uma faixa intermediária ($10^4 < k_s < 10^8$), tem-se um progressivo aumento de atenuação com o aumento deste parâmetro, indicando crescente restrição de deslizamento;
- c) quando o valor de rigidez tangencial na interface é mais alto ($k_s > 10^8$), observa-se uma estagnação do nível de atenuação, indicando uma “aderência completa” entre a corrente e o solo no entorno.

Vale ressaltar que este estudo promovido por Braun *et al.* (2018) foi considerado como ponto de partida para os modelos desenvolvidos no corrente trabalho, inclusive por apresentar semelhança com o comportamento proposto para a interface solo-corrente no ANSYS®, isto é, o parâmetro k_s pode ser diretamente relacionado com o parâmetro FKT (ver item 4.3.3).

3.3.2 Propriedades dos materiais

Para os elementos representativos do solo, Braun *et al.* (2018) utilizaram peso específico (γ_{solo}) de $15,1 \text{ kN/m}^3$, coeficiente de Poisson (ν_{solo}) igual a 0,495, resistência não-drenada e módulo de elasticidade variáveis ao longo da profundidade do maciço, de acordo com as Equações (3.2) e (3.3):

$$S_u(y) = 1,4 y \quad (3.2)$$

$$E_{solo}(y) = 300 S_u(y) \quad (3.3)$$

De acordo com os autores, a linha de ancoragem é admitida a partir de uma seção circular com diâmetro equivalente, cujo valor adotado é de $d = 0,24 \text{ m}$. A rigidez axial é representada pelo produto $E_{linha} A_{linha}$ e equivale a $1,1 \times 10^6 \text{ kN}$.

Ao observar a Equação (3.3), pode-se verificar uma constante que relaciona diretamente o módulo de elasticidade com a resistência não-drenada do solo. Tal valor é identificado como β_{solo} ou “parâmetro adimensional de rigidez do solo”, com uma variação típica entre 100 e 500 para argilas normalmente consolidadas (BRAUN *et al.*, 2018). Cabe destacar que este parâmetro também é mencionado e utilizado nos trabalhos de Costa (2008), onde foi adotado igual a 550, e Aguiar (2011), que conduziu estudo paramétrico de sua interferência na capacidade de carga de estacas, investigando valores de 180, 275 e 550.

Por fim, têm-se os dados para a interface entre solo e corrente, onde foram adotados os seguintes parâmetros: módulo de rigidez tangencial (k_s) igual a $2,43 \times 10^3 \text{ kPa/m}$, módulo de rigidez normal igual (k_n) a $2,43 \times 10^9 \text{ kPa/m}$, coesão (C) e ângulo de dilatância (ψ) iguais a 0 e ângulo de atrito da interface (ϕ) igual a 30° .

3.4 OS TESTES DE CAMPO DO PROGRAMA PETROBRAS

Na etapa final da linha de pesquisa de tecnologias *offshore* desenvolvida pela parceria entre UFRGS e Petrobras, foram realizados testes de campo em escala reduzida, no mês de junho de 2021, com o objetivo de obtenção de maior entendimento nos mecanismos de previsão da atenuação de carga existente em sistemas de ancoragem.

Para estes ensaios, foram determinadas as propriedades do solo, as diferentes configurações geométricas assumidas pelo trecho de linha de ancoragem simulado ao longo dos ciclos de carga e descarga e, naturalmente, as magnitudes de força aplicada na extremidade superior da corrente de força resultante na extremidade inferior.

Por se tratar de uma produção técnica que ainda não foi publicada, certifica-se de que as informações incorporadas no presente trabalho sejam de estrita necessidade para posterior ilustração do modelo criado (item 5.4). Todavia, certas descrições do experimento podem ser acessadas online a partir de Rocha (2020).

3.4.1 Características gerais dos ensaios

Os testes de campo foram concebidos na escala geométrica de 1:10, com a utilização de uma haste de cravação responsável por fornecer um mecanismo de apoio que simula o ponto de ancoragem, dotada de uma célula de carga que permite medir a força resultante, atingindo uma profundidade de cerca de 3 metros em relação à superfície do solo argiloso (descontada a profundidade de 1 metro referente à trincheira). À medida em que são aplicadas diferentes magnitudes de carga na extremidade superior, são desenvolvidos, naturalmente, diferentes perfis de corrente no interior do solo.

Para estimar a configuração de catenária inversa, foram desenvolvidas funções de interpolação (Equações (3.4) e (3.5)), de autoria do Prof. Dr. Marcelo Rocha (orientador deste trabalho), que permitem determinar as coordenadas verticais da curva (Equação (3.6)). Os parâmetros de referência encontram-se ilustrados na Figura 3.12.

$$f_0(x) = x \operatorname{tg}(\theta_0) + (H - X_{ddp} \operatorname{tg}(\theta_0)) \quad (3.4)$$

$$f_n(x) = x \operatorname{tg}(\theta_n) \quad (3.5)$$

$$y = \frac{X_{ddp} + H}{\frac{X_{ddp}}{f_n} + \frac{H}{f_0}} \quad (3.6)$$

Onde:

θ_0 = ângulo formado na extremidade superior da catenária;

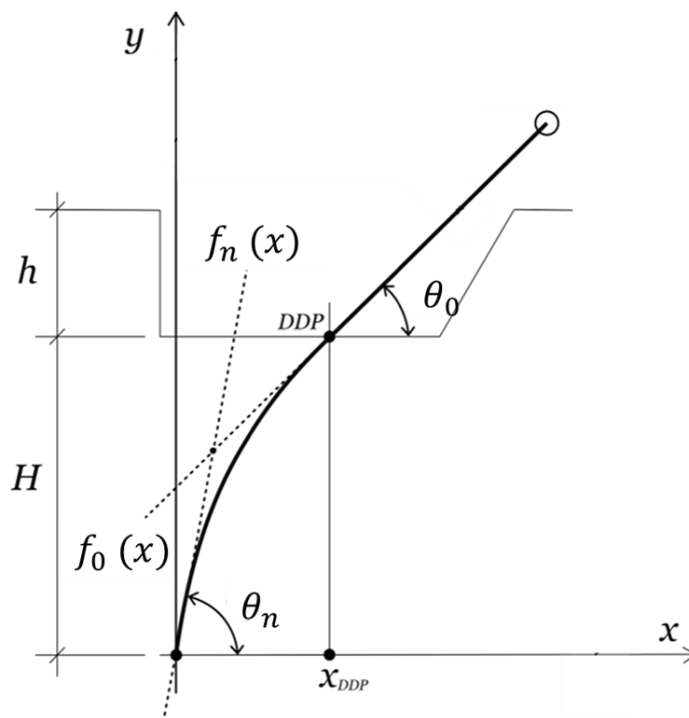
θ_n = ângulo formado na extremidade inferior da catenária;

X_{ddp} = distância horizontal entre o ponto de ancoragem e o ponto de penetração;

H = profundidade do ponto de ancoragem.

Com a variação dos parâmetros supracitados e com os diferentes níveis de aplicação de força na extremidade superior, foram obtidas seis configurações distintas para catenária inversa, conforme mostra a Figura 3.13. Considerando que as medições em campo produzem dados (inclinação e coordenadas) somente dos pontos correspondentes às extremidades da corrente, os pontos intermediários são obtidos a partir de processos de interpolação. Destaca-se que, em termos de comparação com o caso típico proposto pela Petrobras, o “CABO 3” seria mais representativo no que diz respeito à geometria e o “CABO 4” mais próximo à de carga aplicada, sendo, portanto, estes os cenários simulados na seção 5.4.

Figura 3.12 – Representação esquemática para obtenção da catenária inversa.



Altura da escavação: $h = 1 \text{ m}$

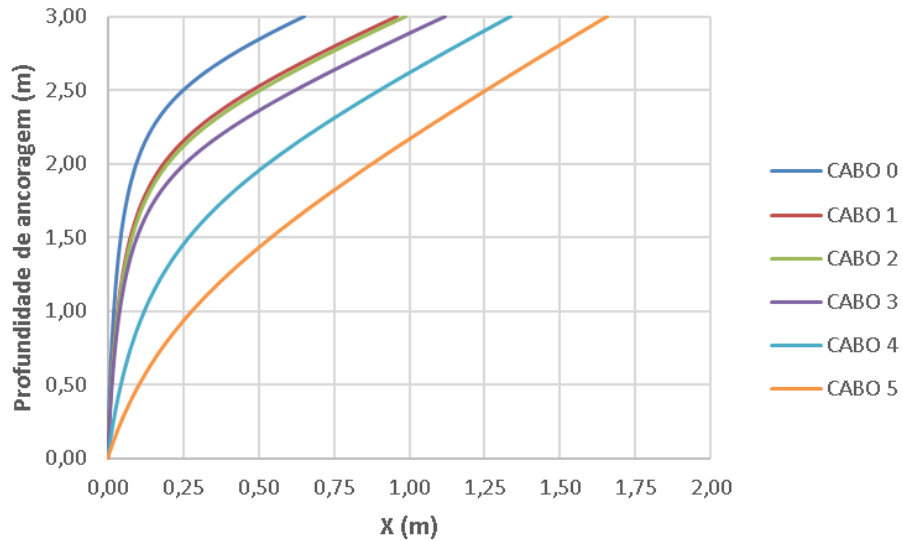
Profundidade de ancoragem: $H = 3 \text{ m}$

Funções de interpolação: $f_n(x), f_0(x)$

Distância horizontal entre ponto de ancoragem e DDP: x_{DDP}

Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 3.13 – Catenárias para os Testes do Programa Petrobras.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Um detalhe prático observado nas investigações experimentais diz respeito à necessidade de permitir um certo deslizamento da corrente no interior do solo para mobilizar adequadamente as reações friccionais. Na concepção original do experimento, a haste que representa o dispositivo de ancoragem (Figura 3.14) era mantida totalmente indeslocável com o auxílio do equipamento de cravação (Figura 3.15). Notou-se que, nesta configuração, a força aplicada na extremidade livre da corrente era transferida integralmente para a haste, sem atenuação.

Figura 3.14 – Haste que representa o dispositivo de ancoragem.



Fonte: Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

Figura 3.15 – Configuração do ensaio: equipamento de cravação restringe o deslocamento da haste enquanto o carregamento é aplicado na extremidade livre da corrente.



Fonte: Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

Para contornar este problema, foi adotada uma folga de 5 mm entre a haste e o equipamento de cravação (Figura 3.16 e Figura 3.17) antes da aplicação do carregamento, permitindo certo deslocamento do sistema e resultando em valores de atenuação mais próximos aos esperados. No que se refere aos modelos numéricos, verificou-se não haver necessidade de tornar o ponto de ancoragem como um apoio deslocável, pois, mesmo que seja simulada uma configuração de equilíbrio, sempre ocorrem mínimas deformações na linha de ancoragem e no solo adjacente.

Figura 3.16 – Detalhe da folga de 5 mm entre equipamento de cravação e haste, antes da aplicação de carregamento.



Fonte: Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

Figura 3.17 – Contato entre equipamento de cravação e haste, restringindo deslocamentos após aplicação de carregamento.



Fonte: Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

3.4.2 Propriedades dos materiais

A corrente utilizada nestes ensaios possui diâmetro nominal de 13 mm e massa unitária de 3,12 kg/m. Como pode ser observado na Figura 3.18, trata-se de uma corrente do tipo *studless*.

Figura 3.18 – Corrente utilizada nos ensaios de campo.



Fonte: Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

De maneira análoga ao que foi exposto no item 3.2.2, os ensaios buscam a simulação do caso real de uma corrente com diâmetro nominal de 120mm e massa unitária de 280 kg/m, sendo possível observar na Tabela 3.2 as escalas das grandezas de base e grandezas derivadas.

Tabela 3.2 – Grandezas de base e grandezas derivadas nos testes de campo do programa Petrobras.

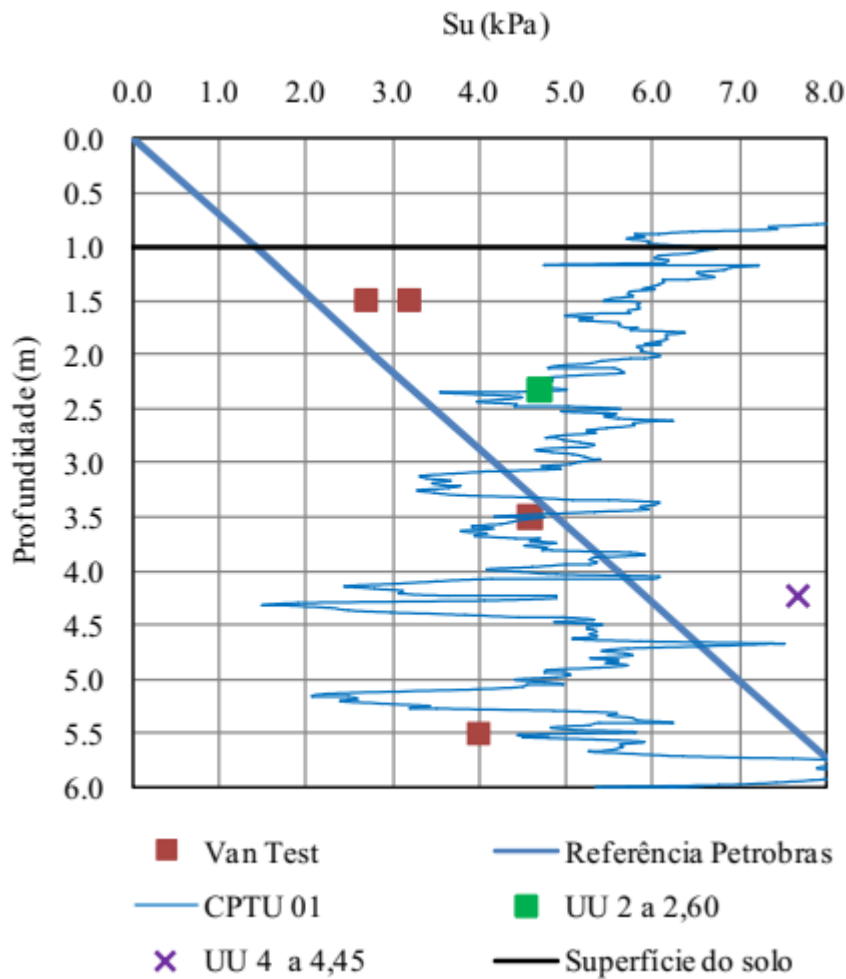
Grandezas de base	Símbolo	Unidade	L	M	T	Inversão			Escala
Comprimento	\mathcal{L}	m	1	0	0	1	0	0	10
Massa específica	ρ	kg/m ³	-3	1	0	3	1	0	1
Aceleração	g	m/s ²	1	0	-2	0,5	0	-0,5	1

Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	L	M	T	L	r	g	Escala
Massa	\mathcal{M}	kg	0	1	0	3	1	0	1000
Tempo	t	s	0	0	1	0,5	0	-0,5	3,16
Frequência	f	Hz	0	0	-1	-0,5	0	0,5	0,32
Velocidade	v	m/s	1	0	-1	0,5	0	0,5	3,16
Vazão	Q	m ³ /s	3	0	-1	2,5	0	0,5	316
Viscosidade dinâmica	μ	kg/m/s	-1	1	-1	1,5	1	0,5	32
Viscosidade cinemática	ν	m ² /s	2	0	-1	1,5	0	0,5	32
Força	\mathcal{F}	N	1	1	-2	3	1	1	1000
Rigidez axial	\mathcal{k}	N/m	0	1	-2	2	1	1	100
Tensão	σ	Pa	-1	1	-2	1	1	1	10
Massa unitária	μ	kg/m	-1	1	0	2	1	0	100
Área	\mathcal{A}	m ²	2	0	0	2	0	0	100
Volume	\mathcal{V}	m ³	3	0	0	3	0	0	1000

Fonte: elaborada com base nos dados do Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

Para caracterização do solo, foram realizados ensaios em campo (CPTu e Vane Test) e ensaios em laboratório (triaxiais e cisalhamento simples). Os resultados obtidos são sumarizados na Figura 3.19.

Figura 3.19 – Comportamento da resistência não-drenada (S_u) ao longo da profundidade.



Fonte: Relatório Final do Projeto Petrobras 2018/00147-4 (2022).

Como é possível interpretar pela observação da Figura 3.19, entende-se como hipóteses plausíveis e válidas tanto considerar um aumento de resistência ao longo da profundidade (como indicam os ensaios UU) ou mesmo um valor médio (como indicam os Vane Test). Sendo assim, nas simulações numéricas destes testes de campo (posteriormente discutidas no item 5.4), são apresentados os resultados para as duas possibilidades em conjuntos distintos de modelos, isto é, estuda-se a consideração tanto de um perfil de resistência não-drenada (S_u) crescente de acordo com a profundidade quanto a consideração de um perfil constante para um valor médio de resistência não-drenada (S_u).

4. MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo, são apresentadas as premissas gerais responsáveis por guiar a elaboração dos modelos numéricos utilizados para obtenção dos resultados mostrados no Capítulo 5 e no Capítulo 6. Em suma, o estudo da atenuação de carga em sistemas de ancoragem discutido no presente trabalho consiste na consideração de três principais componentes: solo, corrente (linha de ancoragem) e interface entre estes. Uma vez que o foco da análise reside na interação solo-corrente, o dispositivo de ancoragem é, por simplificação, tratado como um apoio fixo, retornando as resultantes de força atenuada que alcançam e atuam no elemento de fundação.

4.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Idealmente, uma análise que pudesse contemplar desde o momento de penetração do elemento de ancoragem até a aplicação do carregamento que induz a catenária inversa, apresentaria maior potencialidade em capturar todas as especificidades envolvidas no problema. Adicionalmente, também é possível citar a representação completa da geometria dos elos de corrente e do dispositivo de ancoragem, seja no caso de âncoras ou estacas torpedo, como aspectos que aproximariam a análise a uma condição mais próxima da situação real.

Além das questões envolvendo a geometria, deve-se pontuar as perturbações causadas no solo durante e após o processo de instalação do sistema de ancoragem, quando se espera não só a alteração das tensões atuantes como também modificação das propriedades do solo submetido à plastificação. Neste sentido, encontra-se disponibilizada na pesquisa de Aguiar (2011) uma seção para discussão dos efeitos do processo de cravação da estaca na resistência do solo. De acordo com os levantamentos do autor, pode-se dizer que não há um consenso sobre o tempo necessário para o processamento do adensamento, podendo se estender por vários anos. Aguiar (2011) pondera, no entanto, que as condições de projeto consideram fatores de segurança relativamente altos (vide 2.2) e são pensados a longo prazo. As estacas torpedo no Brasil, por exemplo, passam a ser carregadas em torno de 90 dias após sua instalação.

Ademais, por se tratar de um problema que envolve grandes deformações irreversíveis (principalmente na extremidade superior, onde a carga é aplicada), características dinâmicas, não-linearidades físicas e geométricas, dados de entrada de difícil obtenção experimental, dentre outros fatores, entende-se razoável, como ponto de partida, a adoção de algumas

hipóteses simplificadoras que possibilitam delimitar o foco de análise em uma menor gama de parâmetros. Em outras palavras, a limitação da quantidade de variáveis de complexidade introduzidas ao modelo permite uma visualização e uma avaliação mais crítica da influência de determinadas variantes nos resultados obtidos.

Para além da dificuldade principal em agregar todo o conjunto de complexidades do problema, deve-se mencionar a relação do custo computacional envolvido e necessário para este tipo de modelagem. À cada novo elemento que for introduzido na situação, aumenta-se o tamanho dos arquivos de processamento, a quantidade de equações a serem resolvidas e o tempo de análise necessário para convergência, por exemplo. Em se tratando do presente trabalho, onde são apresentados um total de 32 modelos (entre verificações, validações e estudos paramétricos) com, pelo menos, 8 alterações de condição (variação da rigidez de interface), é possível afirmar que a pesquisa se viabiliza exatamente a partir de considerações simplificadoras.

4.2 ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos, também conhecido pelas siglas MEF ou FEM (*Finite Element Method*, em inglês), representa uma ferramenta de suma importância para a análise e resolução de problemas complexos em engenharia. Sua origem remonta à década de 1950, e desde então, consolidou-se rapidamente, tornando-se uma abordagem com grande popularidade em diversos campos de aplicação.

Conforme Rao (2018), esta técnica de abordagem numérica propõe como conceito básico a divisão de um problema complexo e de grandes dimensões em partes suficientemente menores e mais simples, conduzindo a uma solução aproximada. Desta divisão da região em análise, conhecida como discretização, surgem as sub-regiões nomeadas como “elementos” que, por sua vez, são conectados entre si por meio de pontos nodais (ou, simplesmente, “nós”), normalmente localizados nas suas extremidades ou bordas, formando a malha de elementos finitos. Ao incorporar as condições de contorno do problema e as forças externas atuantes, será possível, primeiramente, determinar os deslocamentos nodais, de acordo com o número de graus de liberdade e as funções de interpolação, e, após, computar tensões e deformações desenvolvidas nos elementos, em concordância com sua lei de comportamento.

Para usufruir do MEF, é possível criar estratégias autorais de programação ou contar com auxílio de *softwares* comerciais concebidos para este fim. Neste trabalho, adota-se a segunda

opção, escolhendo o *software* ANSYS®, versão 2021 R2 (licença vinculada ao CEMACOM – Centro de Mecânica Aplicada e Computacional, do PPGEC/UFRGS), para conduzir as análises. Tal escolha é pautada por dois objetivos principais: celeridade no processo de estudo e possibilidade futura de que outros autores, pesquisadores e engenheiros venham a reproduzir ou mesmo aprimorar os modelos originados neste trabalho, haja vista a disseminação deste programa no meio científico e técnico.

A aplicação da análise por elementos finitos com a utilização do ANSYS® é um processo que pode ser sintetizado em três etapas fundamentais, com funcionalidades resumidamente explanadas nas alíneas a seguir:

- a) etapa de pré-processamento, onde inicia-se a definição da geometria do problema, escolha dos tipos de elementos finitos, atribuição de propriedades dos materiais e criação da malha, por exemplo;
- b) etapa de solução, onde são incorporadas condições de contorno (restrições e cargas aplicadas) e configuradas as opções sobre o tipo de análise;
- c) etapa de pós-processamento, onde os resultados obtidos podem ser apresentados de maneira gráfica e/ou exportados em formato de texto.

Para o processo de simulação adotado no presente estudo, são utilizados como auxiliares os seguintes arquivos de texto (disponibilizados no Apêndice A):

- a) “*_MAINCODE.dat*”, onde desenvolveu-se o código em linguagem APDL (ANSYS, 2021) para a sequência de comandos e considerações do modelo;
- b) “*_MODELDATA.txt*”, onde são fornecidos os parâmetros de entrada correspondentes a cada modelo;
- c) “*_XDATA.txt*” e “*_YDATA.txt*”, onde são estabelecidas as coordenadas dos pontos que definem a geometria da catenária inversa.

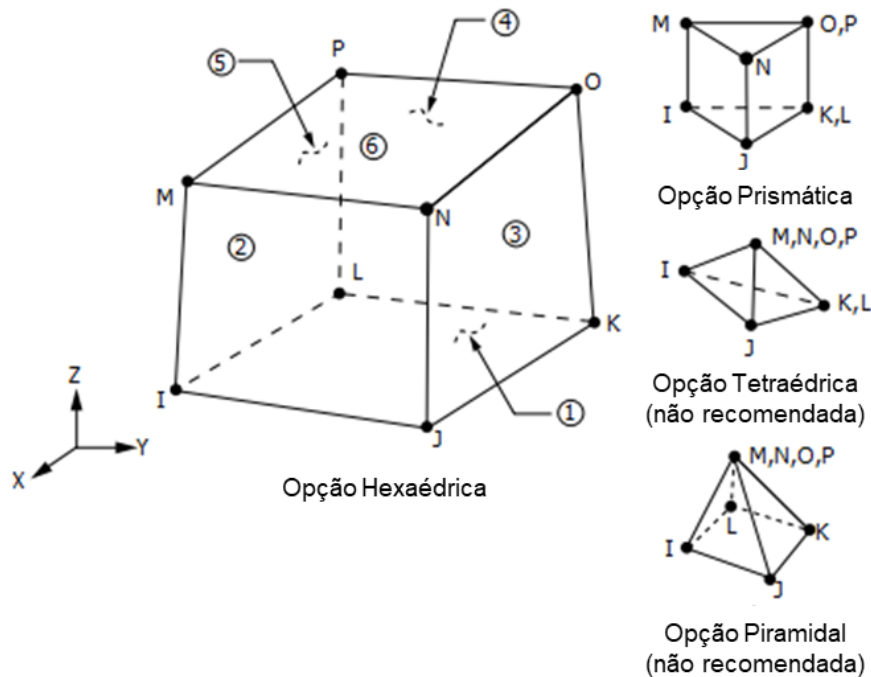
4.2.1 Solo

Para simulação do solo, foram utilizados os elementos identificados como *SOLID185*. De acordo com o manual do *software* (ANSYS, 2021), o *SOLID185*, como o próprio nome indica, é adequado para modelar sólidos tridimensionais em geral, sendo este o caso do maciço de solo que define o espaço físico do presente problema em estudo.

As demais características relevantes deste elemento para a presente análise são:

- número total de nós igual a 8, posicionados nos vértices de cada face (ver Figura 4.1) para os formatos hexaédrico e prismático adotados neste trabalho;
- três graus de liberdade por nó: translação nas direções X, Y e Z;
- compatibilidade com uma série de modelos constitutivos, entre os quais o comportamento elastoplástico perfeito admitido neste trabalho (ver item 4.3.1);
- método de integração “*enhanced strain*”, prevenindo problemas com travamento volumétrico.

Figura 4.1 - Configurações geométricas possíveis para o elemento *SOLID185*.



Fonte: traduzida de ANSYS (2021).

Cabe registrar que o ANSYS® disponibiliza a opção de um elemento finito de ordem superior, identificado como *SOLID186*, com nós intermediários adicionais (total de 20 nós). No decorrer da presente pesquisa, chegou a ser cogitada e testada a escolha por este elemento, porém observou-se maior dificuldade na obtenção de convergência de resultados, sendo mencionado no próprio manual do software (ANSYS, 2021) a possibilidade deste tipo de problema quando partes do modelo possuem conectividade somente garantida pela interação entre elementos de contato e alvo (sem nós compartilhados).

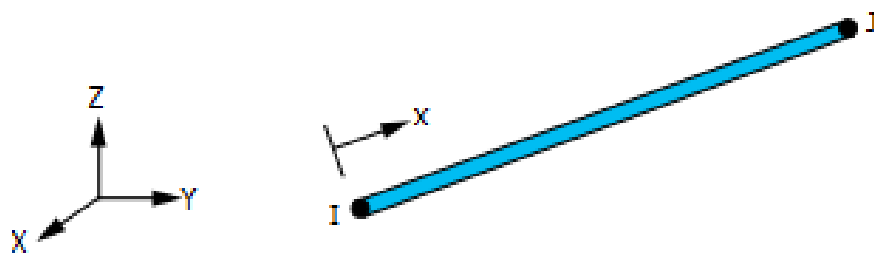
4.2.2 Linha de ancoragem

Para simulação dos trechos da linha de ancoragem embutidos no interior do solo, foram utilizados os elementos identificados como *LINK180*. De acordo com o manual do *software* (ANSYS, 2021), o *LINK180* (ver Figura 4.2) é adequado para modelar elementos estruturais com comportamento uniaxial, como cabos, por exemplo.

As demais características deste elemento relevantes para a presente análise são:

- a) três graus de liberdade por nó: translação nas direções X, Y e Z;
- b) compatibilidade com elementos de contato que visam simular a interface solo-corrente (ver item 4.2.3).

Figura 4.2 – Configuração geométrica do elemento *LINK180*.



Fonte: ANSYS (2021).

No modelo elaborado, utiliza-se a opção nativa do elemento no ANSYS® que considera seu funcionamento apenas quando submetido a esforços de tração, o que retrata de forma mais realista o comportamento da corrente embutida em solo marinho.

4.2.3 Interface solo-corrente

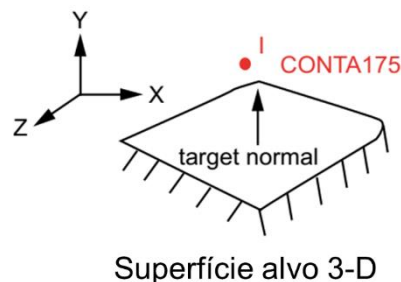
De maneira geral, pode-se dizer que existem duas estratégias para representar a interação entre elementos distintos em uma simulação numérica: compartilhamento de nós na interface (*shared topology*, em inglês) ou modelo de contato (*contact model*, em inglês). No primeiro caso, por existir conectividade nodal, não se admite possibilidade de movimentação relativa entre os dois elementos, enquanto, no segundo caso, há possibilidade de deslizamento ou separação, de acordo com as características estabelecidas para a interface de contato.

Como o tema desta tese está intrinsecamente relacionado com a influência das propriedades da interface solo-corrente na atenuação de cargas, a estratégia de modelagem de contato é considerada mais adequada. Para a simulação, foram utilizados pares de elementos identificados como *CONTA175* e *TARGE170*, que estabelecem um tipo de contato classificado como “*node-to-surface*” (contato nó-superfície, em tradução literal). Basicamente, ao utilizar esse recurso, existem restrições de penetração dos elementos associados aos contatos (linha de ancoragem) nos elementos alvo (solo), o que, em conjunto com as restrições de deslizamento, visam simular as mobilizações de resistência normal e tangencial do solo que caracterizam o problema em estudo.

De acordo com o manual do *software* (ANSYS, 2021), o *CONTA175* (ver Figura 4.3) é adequado para representar o contato entre os nós de um segmento de linha e uma superfície alvo. As demais características deste elemento relevantes para a presente análise são:

- a) três graus de liberdade por nó: translação nas direções X, Y e Z;
- b) capacidade de simular atrito de Coulomb, por meio do coeficiente μ , adimensional, que relaciona as tensões normais e tangenciais (ver item 4.3.3 para mais detalhes).

Figura 4.3 - Configuração geométrica do elemento *CONTA175*.

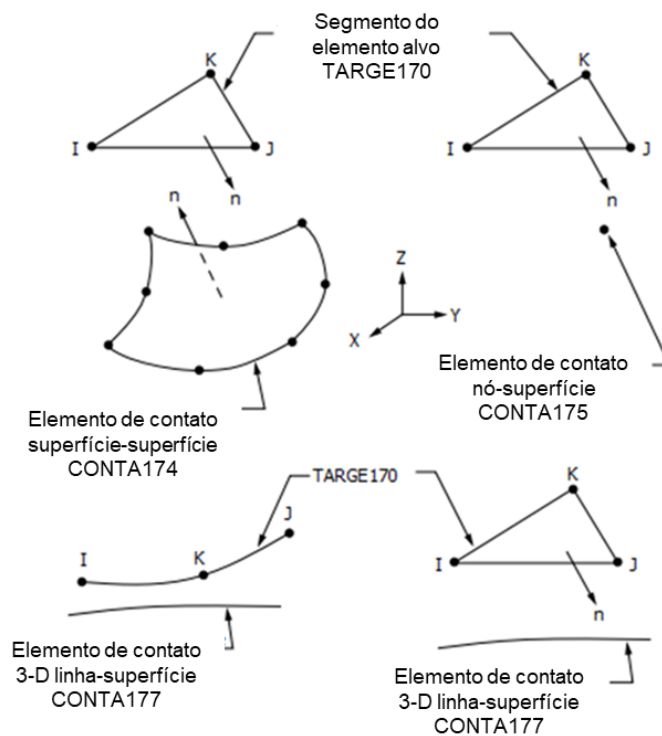


Fonte: traduzida de ANSYS (2021).

Ainda, de acordo com o manual do *software* (ANSYS, 2021), o *TARGE170* é adequado para representar a superfície alvo onde o elemento de contato será associado. As demais características deste elemento relevantes para a presente análise são:

- número total de nós variável de acordo com a superfície do sólido que será revestida (ver Figura 4.4);
- três graus de liberdade por nó: translação nas direções X, Y e Z (utilizadas no modelo).

Figura 4.4 - Configuração geométrica do elemento *TARGE170*.



Fonte: traduzida de ANSYS (2021).

Nos modelos elaborados, os elementos de contato são associados aos elementos da linha de ancoragem, de maneira que, para cada nó que caracterize o *LINK180*, é gerado um nó equivalente de *CONTA175*; os elementos alvo (*TARGE170*), por sua vez, são associados à superfície formada pela face dos hexaedros de solo (*SOLID185*). Ao ser estabelecido o par de contatos e alvos, espera-se a transferência de forças entre si, decompostas em componente normal, que restringe penetração entre os corpos, e componente tangencial, que controlam o deslizamento entre os corpos. Nesse sentido, o ANSYS® oferece a possibilidade de alterações nas características de comportamento da interface por meio de “*keyoptions*” para os elementos

CONTA175 e “*real constants*” para elementos *TARGE170*. A depender de como as forças são tratadas na modelagem de contato, três principais tipos podem ser citados: “*bonded contact*”, “*frictionless contact*” e “*frictional contact*”. Em suma, o comportamento de cada tipo pode ser explicado da seguinte maneira:

- a) no *bonded contact*, as duas superfícies são coladas, com impedimentos de penetração, separação e deslizamento entre si. Tanto a força normal quanto a força tangencial desenvolvem magnitude para resistir quaisquer forças aplicadas (tendem ao infinito de acordo com a aplicação gradual de mais solicitação). Esse tipo de contato pode ser útil em algumas aplicações específicas (conexão entre malhas distintas e não coincidentes, por exemplo);
- b) no *frictionless contact*, a interface de contato não apresenta forças tangenciais, permitindo um deslizamento livre entre as duas superfícies em contato. As forças normais existem de forma a impedir a penetração entre os corpos, podendo ou não restringir a separação. Também é um tipo de contato sem representatividade física real, porém pode ser útil em aplicações pontuais, como problemas que envolvam para superfícies muito lubrificadas, por exemplo.
- c) no *frictional contact*, além das forças normais impedindo penetração e, eventualmente, a separação, a complexidade consiste na componente tangencial, que não só é existente como também impede deslizamento enquanto a força aplicada for inferior a força resistente de atrito. Ao utilizar a Lei de Comportamento de Coulomb (ver item 4.3.3), observa-se que a componente tangencial se relaciona com uma parcela da componente normal, tão maior quanto for o valor do coeficiente de atrito. Como a maior parte das superfícies que interagem possuem irregularidades e apresentam resistência ao deslizamento relativo, pode-se dizer que esse tipo de contato é o mais adequado para grande parte das interações entre corpos.

Sendo assim, pode-se concluir que o *frictional contact* é o que mais se aproxima da representação da interação solo-corrente. As principais disposições em relação ao comportamento da interface de contato são listadas abaixo:

- a) o modelo de contato é do tipo “*traction-based*”, o que significa que o programa determina automaticamente a área associada ao nó de contato e, conseqüentemente, os fatores de rigidez normal (*FKN*, que controla a penetração da corrente no solo) e tangencial (*FKT*, que controla o deslizamento da corrente no solo) devem ser especificados em unidade de força por volume (kN/m^3);
- b) o comportamento da interface de contato é do tipo “*no separation (sliding permitted)*”, isto é, uma vez que o par de contato-alvo é estabelecido, não é permitida sua separação (descolamento), porém há liberação para deslizamento, com magnitude de acordo com as propriedades da interface;
- c) o fator de rigidez normal *FKN* e o fator de rigidez *FKT* são estabelecidos como valores inteiros em cada análise, dentro de uma faixa de variação para avaliação de sua influência nos resultados (demonstrações nos Capítulos 5 e 6). Cabe destacar que os fatores de rigidez *FKN* e *FKT* são análogos aos módulos de rigidez k_n e k_s , respectivamente, adotados em Braun *et al.* (2018), porém optou-se por manter a distinção de notação exatamente para destacar que os primeiros se referem aos modelos desenvolvidos no ANSYS®;
- d) faz-se a aplicação de um deslocamento mínimo ($1 \times 10^{-9} m$) da superfície alvo (*TARGE170*) em direção aos elementos de contato (*CONTA175*), tendo sido verificado esse procedimento como indispensável para a realização dos estudos (ver considerações adicionais no subitem 4.3.3).

4.3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

4.3.1 Solo

De acordo com Potts e Zdravkovic (1999), no que concerne a modelos constitutivos elastoplásticos, pode-se tomar como ponto de partidas as teorias de Tresca e de Von Mises, em se tratando de análises em termos de tensões totais e comportamento não-drenado do solo, e as teorias de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager, para análises em termos de tensões efetivas. Existe, ainda, a possibilidade de extensão do modelo de Mohr-Coulomb para capturar fenômenos de amolecimento (*softening*) e endurecimento (*hardening*), ou modelos mais avançados, como o Cam Clay, por exemplo. Algumas peculiaridades e equacionamentos destas teorias podem ser encontrados na referência supracitada.

Uma vez estabelecidas algumas das possibilidades de representação do comportamento do solo, faz-se a escolha baseada nas opções oferecidas nativamente pelo *software* utilizado (ANSYS®): admite-se um comportamento elastoplástico perfeito, a partir do que é identificado como Modelo Estendido de Drucker-Prager (EDP). Este modelo foi utilizado, por exemplo, nos trabalhos de Costa (2008), Aguiar (2011) e Li *et al.* (2016), sendo inspirado no Modelo Clássico de Drucker-Prager e compatível com o elemento finito utilizado para representação do solo, isto é, o *SOLID185*. Na Equação (4.1) a seguir, é transcrito o critério de plastificação de Drucker-Prager “Clássico”, com notações de acordo com Chen e Han (2007), considerando uma superfície de plastificação que circunscribe o hexágono de Mohr-Coulomb:

$$f_{DP} = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k_{DP} \quad (4.1)$$

Onde:

α = constante do material, dada na Equação (4.2), sendo ϕ o ângulo de atrito do solo:

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen}(\phi)}{\sqrt{3} [3 - \operatorname{sen}(\phi)]} \quad (4.2)$$

I_1 = primeira invariante do tensor de tensões, dada pela Equação (4.3), sendo σ_1 , σ_2 e σ_3 as tensões principais:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (4.3)$$

J_2 = segunda invariante do tensor de tensões desviadoras, de acordo com a Equação (4.4), com s_{ij} representando o tensor de tensões desviadoras:

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji} \quad (4.4)$$

k_{DP} = constante do material, definida pela Equação (4.5), sendo c a coesão do material:

$$k_{DP} = \frac{6 c \cos(\phi)}{\sqrt{3} [3 - \sin(\phi)]} \quad (4.5)$$

Assim como no modelo clássico, o modelo EDP é considerado adequado para representar materiais com comportamento não-linear dependentes da pressão hidrostática. A principal diferença destacada pelo *software* consiste na possibilidade de definir funções para critério de plastificação e potencial plástico em forma linear, hiperbólica e exponencial.

Em termos de equacionamento, o modelo EDP utilizado neste trabalho apresenta o critério de plastificação dado pela Equação (4.6):

$$F = q_{eq} + \alpha_{ps} \sigma_m - \sigma_Y(\hat{\epsilon}_{pl}) = 0 \quad (4.6)$$

Onde:

q_{eq} = tensão equivalente, dado pela Equação (4.7):

$$q_{eq} = \sqrt{3 J_2} \quad (4.7)$$

α_{ps} = parâmetro do material, ao qual o ANSYS® se refere como “*pressure sensitivity*”;

σ_m = tensão hidrostática, definida pela Equação (4.8):

$$\sigma_m = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (4.8)$$

$\sigma_Y(\hat{\epsilon}_{pl})$ = tensão de escoamento do material.

Como é possível perceber a partir da sequência acima, o *software* ANSYS® não disponibiliza uma definição explícita dos parâmetros α_{ps} e $\sigma_Y(\hat{\epsilon}_{pl})$. Ao buscar correspondência com o critério de plastificação clássico de Drucker-Prager (vide Equação (4.1) mostrada anteriormente), é possível obter as seguintes expressões para os parâmetros α_{ps} e $\sigma_Y(\hat{\epsilon}_{pl})$, que devem ser fornecidos como valores de entrada (Equações (4.9) e (4.10), respectivamente).

$$\alpha_{ps} = 3\sqrt{3} \left\{ \frac{2 \sin(\phi)}{\sqrt{3} [3 - \sin(\phi)]} \right\} = \left\{ \frac{6 \sin(\phi)}{[3 - \sin(\phi)]} \right\} \quad (4.9)$$

$$\sigma_Y(\hat{\epsilon}_{pl}) = \sqrt{3} k_{DP} = \left\{ \frac{6 c \cos(\phi)}{[3 - \sin(\phi)]} \right\} \quad (4.10)$$

Além disso, para adotar a regra de fluxo plástico associada, basta fornecer ao programa o parâmetro $\overline{\alpha}_{ps}$ igual ao parâmetro α_{ps} , ou seja (Equação (4.11)):

$$\overline{\alpha}_{ps} = \left\{ \frac{6 \sin(\phi)}{[3 - \sin(\phi)]} \right\} \quad (4.11)$$

Como citado no início desta seção, o modelo de Drucker-Prager é normalmente aplicado para simulação de análises em termos de tensões efetivas. Todavia, na presente discussão, avalia-se o problema em termos de tensões totais, considerando carregamento rápido e sem dissipações de poropressão, para solos argilosos puramente coesivos (ângulo de atrito interno é considerado nulo).

Desta forma, conduz-se a uma equivalência entre os modelos de Drucker-Prager e Von Mises, como mostram as Equações (4.12) e (4.13):

$$f_{VM} = +\sqrt{J_2} - k_{VM} \quad (4.12)$$

k_{VM} = constante do material, definida pela Equação (4.13):

$$k_{VM} = \frac{\sigma_{Y,eq}}{\sqrt{3}} \quad (4.13)$$

$\sigma_{Y,eq}$ = tensão de escoamento para equivalência entre Drucker-Prager e Von-Mises, considerando o cone circunscrito (Equação (4.14)) ou cone inscrito (Equação (4.15)):

$$\sigma_{Y,eq} = 2 c \quad (4.14)$$

$$\sigma_{Y,eq} = \sqrt{3} c \quad (4.15)$$

Como pode ser interpretado a partir da Equação (4.10) mostrada anteriormente, no presente trabalho está sendo considerada a aproximação por cone circunscrito, assim como utilizado por Costa (2008) e Aguiar (2011), por exemplo.

4.3.3 Interface solo-corrente

O comportamento mecânico que rege a interface solo-corrente tem origem na Lei de Atrito de Coulomb, que pode ser descrita, de maneira generalizada, a partir das Equações (4.22), (4.23) e (4.24) a seguir, com notações em conformidade com ANSYS (2021):

$$\|\tau\| \leq \tau_{lim} \quad (4.22)$$

$$\|\tau\| = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad (4.23)$$

$$\tau_{lim} = \mu P + b \quad (4.24)$$

Onde:

$\|\tau\|$ = tensão tangencial equivalente;

τ_{lim} = tensão tangencial (ou de atrito) limite;

τ_1 e τ_2 = tensões tangenciais nas direções 1 e 2 da superfície de contato;

μ = coeficiente de atrito;

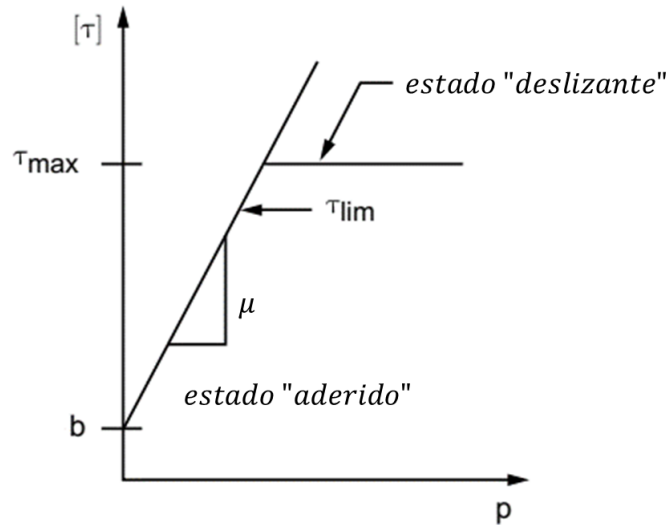
P = pressão normal de contato;

b = coesão de contato (desprezada nas simulações conduzidas nesta tese).

Ao interpretar a Equação (4.22), duas situações podem ser observadas (ver Figura 4.5 como auxiliar):

- a) enquanto a condição for satisfeita, ou seja, quando a tensão tangencial equivalente for inferior ou igual a tensão tangencial limite, não irá ocorrer deslocamento relativo entre os elementos que compõem o par contato-alvo, caracterizando um estado conhecido como “*sticking*” (“aderido”, em tradução adaptada);
- b) quando a condição não for satisfeita e a tensão tangencial equivalente superar a tensão tangencial limite, haverá deslocamento relativo entre os elementos que compõem o par contato-alvo, descrevendo um estado conhecido como “*sliding*” (“deslizante”, em tradução adaptada).

Figura 4.5 – Representação esquemática do modelo de atrito que descreve o comportamento da interface solo-corrente.



Fonte: adaptada de ANSYS (2021).

Ao avaliar a Lei de Atrito de Coulomb aplicada especificamente no equilíbrio de forças do elemento *CONTA175*, são obtidas as Equações (4.25), (4.26) e (4.27), com notações de acordo com ANSYS (2021) e baseado no Método do Lagrangiano Aumentado (SIMO E LAURSEN, 1992), que deriva do Método das Penalidades e facilita a obtenção de convergência em problemas não-lineares, mesmo com valores mais baixos de rigidez na interface:

$$F_N = \begin{cases} 0, & \text{caso } u_n > 0 \\ K_n u_n + \lambda_{i+1}, & \text{caso } u_n \leq 0 \end{cases} \quad (4.25)$$

$$\lambda_{i+1} = \begin{cases} \lambda_i + K_n u_n, & \text{caso } |u_n| > \varepsilon \\ \lambda_i, & \text{caso } |u_n| < \varepsilon \end{cases} \quad (4.26)$$

$$F_T = \begin{cases} K_T u_T, & \text{caso } |F_T| - \mu F_n < 0 \text{ ("aderido")} \\ \mu K_n u_n, & \text{caso } |F_T| - \mu F_n = 0 \text{ ("deslizante")} \end{cases} \quad (4.27)$$

Onde:

F_N = força normal de contato;

K_n = rigidez normal de contato, definida pelo parâmetro de entrada *FKN*;

u_n = tamanho da abertura de contato;

ε = tolerância de compatibilidade (10% da espessura do elemento de contato, por padrão);

λ_i = multiplicador de Lagrange na iteração "i";

F_T = força tangencial de contato;

K_T = rigidez tangencial de contato, definida pelo parâmetro de entrada FKT ;

u_T = distância de deslizamento do contato;

μ = coeficiente de atrito.

De forma análoga ao que foi feito anteriormente, duas principais conclusões podem ser retiradas:

- a) da Equação (4.25) observa-se que, somente contribuirá uma componente normal de força no par contato-alvo caso não exista lacuna entre os dois tipos de elemento. Todavia, conforme mencionado anteriormente na seção 4.2.3, para mobilização das forças normais de contato notou-se ser necessário um mínimo deslocamento inicial da superfície de contato, caso contrário não é atingida convergência (ocorre movimento de corpo rígido);
- b) da Equação (4.27) observa-se que, enquanto for válido o estado aderido, a componente de força tangencial dependerá exclusivamente da rigidez tangencial e da grandeza do deslizamento do contato, que, neste caso, precisa existir para mobilização da resistência. Por outro lado, quando é atingido o estado deslizante, a força tangencial passa a valer uma parcela da força normal, de acordo com o coeficiente de atrito.

4.4 DOMÍNIO DE MODELAGEM E REPRESENTAÇÃO DA CATENÁRIA INVERSA

Um dos fatores de grande importância a ser incorporado no modelo consiste na configuração da linha de ancoragem embutida no interior do solo, uma vez que, como previamente exposto ao longo do Capítulo 2, no processo de implementação do sistema de ancoragem, é esperado o desenvolvimento de uma curva em formato de catenária inversa nessa região. De modo geral, é possível afirmar que este complexo mecanismo sofre influência das características do solo e das correntes que formam a própria linha de ancoragem e, ainda, da intensidade e direção do carreamento aplicado.

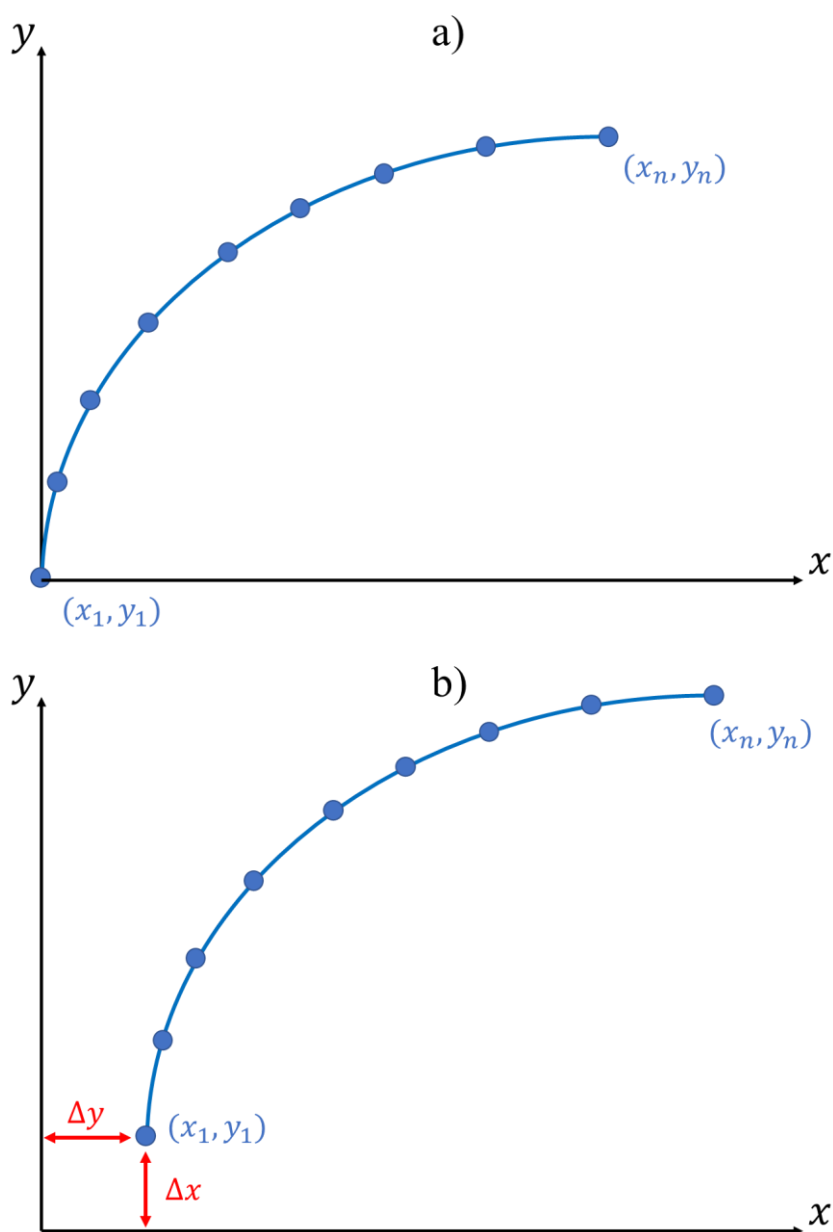
Sendo assim, a construção do modelo já considera a configuração de equilíbrio da catenária inversa, com coordenadas obtidas através de expressões incluídas nos trabalhos de referência utilizados e análise gráfica dos formatos de curvas disponibilizadas. Via de regra, essas expressões são deduzidas a partir de dados experimentais, com técnicas matemáticas de interpolação e extrapolação, por exemplo. Como cada modelo distinto possui sua própria catenária inversa característica, estas serão apresentadas diretamente nos itens correspondentes ao longo do Capítulo 5 e do Capítulo 6.

Mesmo que as equações sejam distintas, a estratégia de incorporação no modelo segue as mesmas diretrizes, descritas nas alíneas a seguir e ilustradas na Figura 4.6:

- a) os pares de coordenadas (X_n, Y_n) da linha de ancoragem são determinados a partir de equações, seguindo uma discretização que viabilize a representação da catenária, sendo mantida constante a coordenada Z_n , que posiciona a catenária no plano XY de simetria. Em todos os modelos simulados, um total de $n = 21$ pontos são fornecidos como dados de entrada, tendo sido constatado, ao longo do processo de calibração, que este valor apresenta um bom equilíbrio entre as divisões necessárias para o desenvolvimento do formato da curva e a possibilidade de controlar internamente no *software* o tamanho desejado para os segmentos (tópico abordado na sequência do texto);

- b) uma vez importadas as coordenadas, cria-se o modelo geométrico (*keypoints* e linhas) e faz-se uma translação a partir no ponto inicial (X_0, Y_0) , onde encontra-se atribuído o apoio fixo que representa o dispositivo de ancoragem. Tal deslocamento pode ser controlado a partir do arquivo de texto “*_MODELDATA.txt*”, de maneira a afastar a influência das condições de contorno atribuídas aos limites do maciço de solo (ver subitem 4.6).

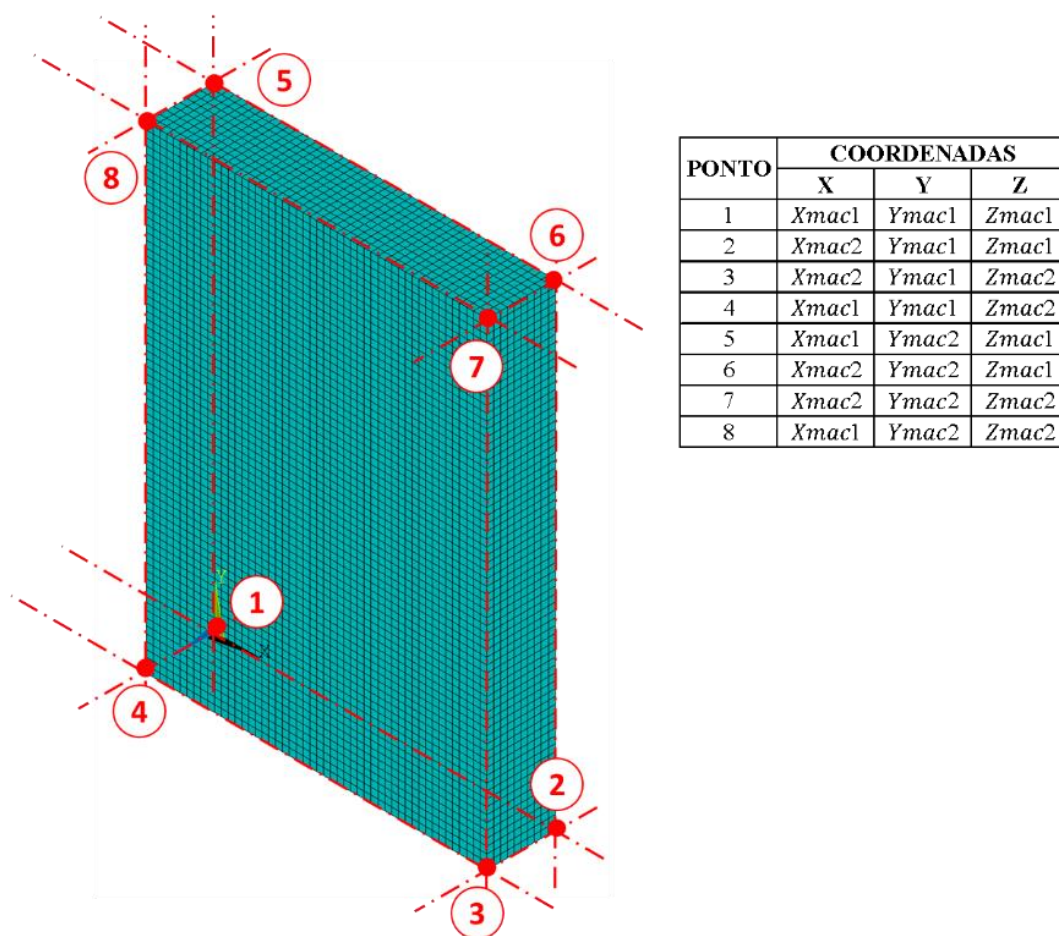
Figura 4.6 – Esquema de formação e deslocamento da catenária inversa:
a) posição original e b) posição modificada.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Após a formação e o deslocamento da linha de ancoragem, são criados os volumes que representam o maciço de solo. Como ponto de partida, devem ser definidos, de acordo com as dimensões do problema a ser simulado, as coordenadas dos quatro vértices que caracterizam o domínio de modelagem, conforme é ilustrado na Figura 4.7.

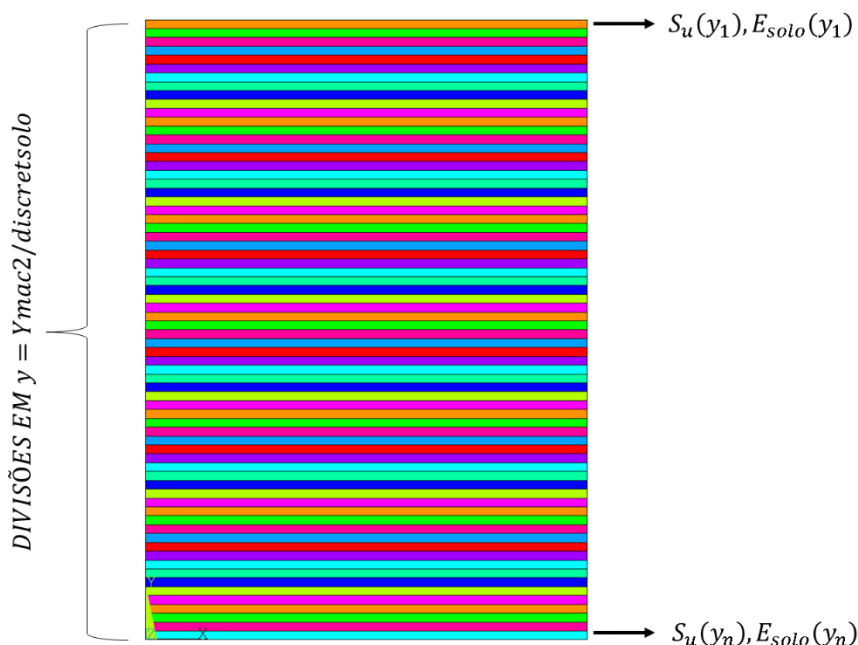
Figura 4.7 – Volumetria do problema com destaque para os vértices que formam o maciço de solo.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Um aspecto de importante menção consiste na divisão vertical inicial que é realizada no modelo geométrico (diretamente nos volumes), antes mesmo da discretização do modelo em elementos finitos (geração da malha). A partir desta segmentação dos volumes, é possível atribuir características individuais para cada camada, tendo sido esta a metodologia adotada para representar a variação das propriedades do solo ao longo da profundidade (direção Y), como pode-se observar na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Variação de propriedades do solo na direção Y.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Posteriormente à construção do modelo geométrico, inicia-se a etapa de geração da malha de elementos finitos. No arquivo de entrada “*_MODELDATA.txt*”, são incluídos dois parâmetros para definição do tamanho dos elementos: “*discretsolo*”, que especifica o tamanho dos elementos *SOLID185* (consequentemente dos elementos *TARGE170*), e “*discretlinha*”, que estabelece o tamanho dos elementos *LINK180* (consequentemente dos elementos *CONTA175*). Como critério de escolha desses valores, foi realizado um estudo de convergência dos resultados, progressivamente reduzindo a ordem de grandeza até que não fossem identificadas diferenças significativas no nível de atenuação obtido. Os valores finais adotados para cada modelo são apresentados em cada respectiva seção nos Capítulos 5 e 6.

Também no que se refere à malha de elementos finitos, é relevante ressaltar que, para correta avaliação da influência das propriedades de interface solo-corrente por meio de elementos de contato e alvo (ver subitens 4.2.3 e 4.3.3), faz-se imprescindível que não exista conectividade nodal inicial entre os elementos de solo (*SOLID185*) e corrente (*LINK180*). Caso contrário, não é possível simular o comportamento de “*sliding*” e “*sticking*” característico do problema, uma vez que os elementos permanecem conectados ao longo de toda a análise. Tal indicação é devidamente explicitada nos cursos online e gratuitos oferecidos no canal oficial do YouTube do ANSYS (ANSYS LEARNING, 2022a, 2022b), que se mostraram úteis na elaboração do presente trabalho.

4.5 CONDIÇÕES INICIAIS

A definição das condições iniciais para o problema do presente estudo consiste no estabelecimento das tensões geostáticas (em termos totais) e aplicação das tensões hidrostáticas nos casos em que se admite a existência de coluna d'água sobre o maciço de solo, mais especificamente nos cenários dos estudos numéricos de Braun *et al.* (2018), abordados no subitem 5.3, e dos próprios estudos paramétricos propostos, abordados no Capítulo 6.

Para consideração do estado inicial de tensões, o *software* ANSYS® oferece um recurso identificado pelo comando *INISTATE*, que permite definir as tensões geostáticas para cada direção, com variação de acordo com a direção Y, conforme mostram as Equações (4.28), (4.29) e (4.30).

$$\sigma_Y^0(y) = \gamma_{solo} \times y \quad (4.28)$$

$$\sigma_X^0(y) = K_0 \times \sigma_Y^0 = \gamma_{solo} \times y \quad (4.29)$$

$$\sigma_Z^0(y) = K_0 \times \sigma_Y^0 = \gamma_{solo} \times y \quad (4.30)$$

Onde:

γ_{solo} = peso específico do solo, normalmente correspondente à situação saturada no problema estudado;

K_0 = coeficiente de empuxo ao repouso, utilizado como 1,00. Este valor é compatível para representação de uma análise não-drenada (sem dissipação de poropressão e sem alteração de volume do solo), sendo acompanhado por uma adoção de coeficiente de Poisson (ν_{solo}) com valores de 0,49 e 0,495 nos modelos simulados.

A coluna d'água, quando existente, é aplicada como uma carga superficial na face superior do volume de solo simulado, identificada por σ_w e calculada de acordo com a Equação (4.31):

$$\sigma_w = \gamma_{\acute{a}gua} H_{\acute{a}gua} \quad (4.31)$$

Onde:

$\gamma_{\acute{a}gua}$ = peso específico da água, utilizado como 10 kN/m^3 ;

$H_{\acute{a}gua}$ = altura da coluna d'água, fornecida como parâmetro no arquivo de entrada de dados “_MODELDATA.txt”.

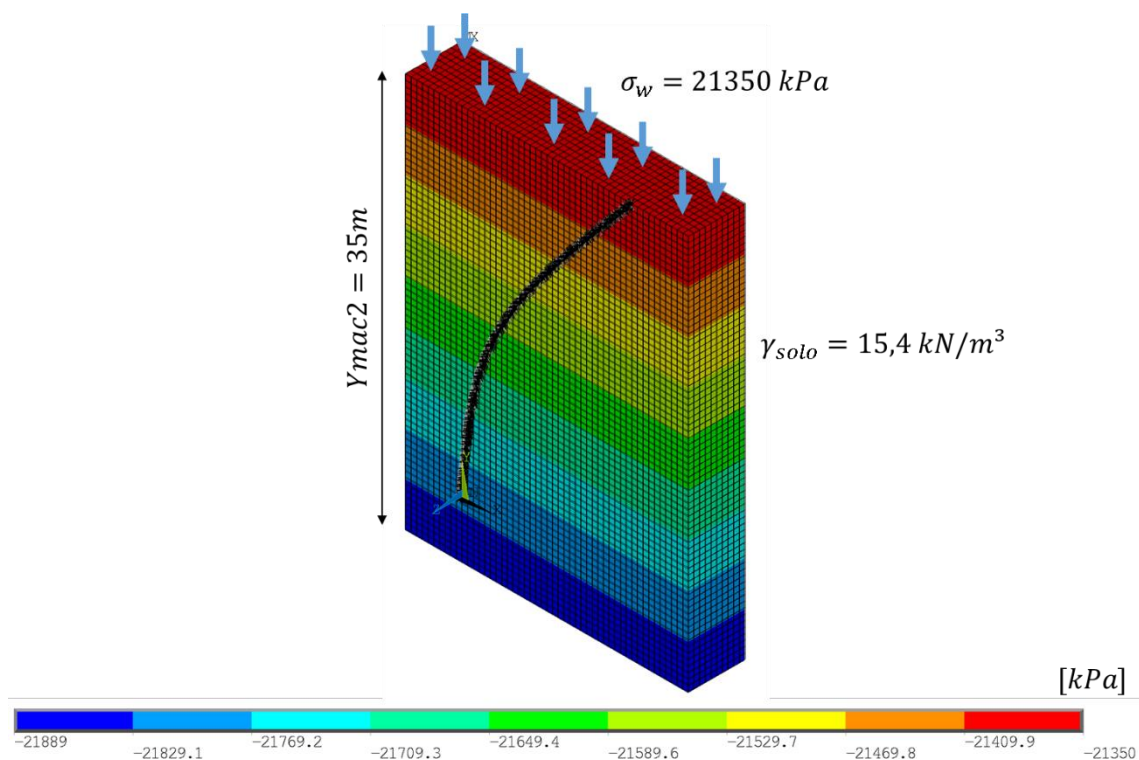
Uma vez estabelecidas as premissas discutidas acima, a primeira análise efetuada na condução dos modelos é do tipo “*GEOSTATIC*”, que permite o estabelecimento das tensões sem incorporar deformações iniciais, ou seja, a condição de equilíbrio inicial esperada para o problema. Neste primeiro momento, os elementos referentes à linha de ancoragem (*LINK180*) são desconsiderados na análise, para que não interfiram neste processo. Esta estratégia é viabilizada a partir da utilização de um recurso do ANSYS® chamado “*EKILL*”: em suma, esse comando “desliga” os elementos, mas mantém suas características e posição geométrica, permitindo que posteriormente voltem a ser “ligados” e incorporados no problema. Este procedimento não é necessário e nem recomendado para os elementos de contato e alvo (*CONTA175* e *TARGE170*, respectivamente), de acordo com o manual da ANSYS (2021), sob pena de se perder o estabelecimento do contato e impossibilitar a condução da análise.

Na Figura 4.9 a seguir, é demonstrado um exemplo retirado das simulações efetuadas na reprodução do caso típico para os estudos paramétricos (conforme item 6.1), onde foi considerado:

- a) coluna d’água com altura de 2135 m;
- b) solo com peso específico de 15,4 kN/m³;
- c) dimensão Y do maciço igual a 35m;
- d) coeficiente de Poisson igual a 0,495;
- e) coeficiente de empuxo ao repouso igual a 1,00.

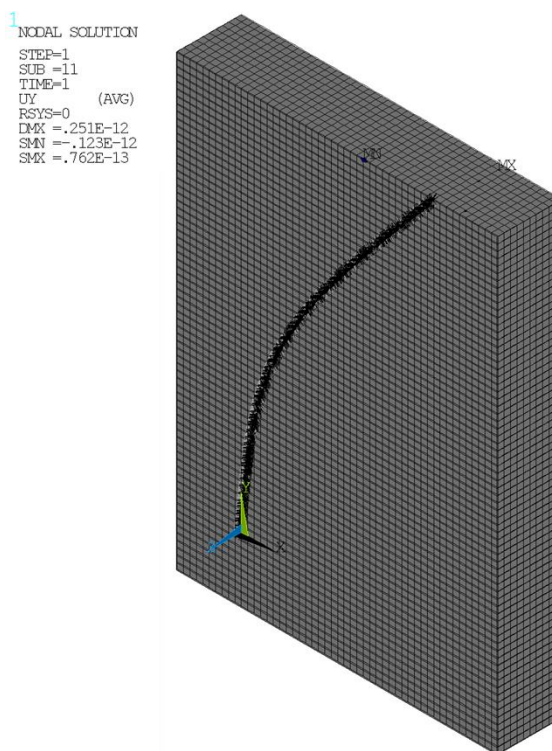
De forma complementar, observa-se posteriormente na Figura 4.10 as deformações verticais (U_y) obtidas no exemplo, demonstrando o estabelecimento do equilíbrio inicial característico da primeira parte da análise:

Figura 4.9 – Exemplo do estado de tensões iniciais: $\sigma_x^0 = \sigma_y^0 = \sigma_z^0$.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 4.10 – Exemplo de deformações iniciais obtidas (U_y).



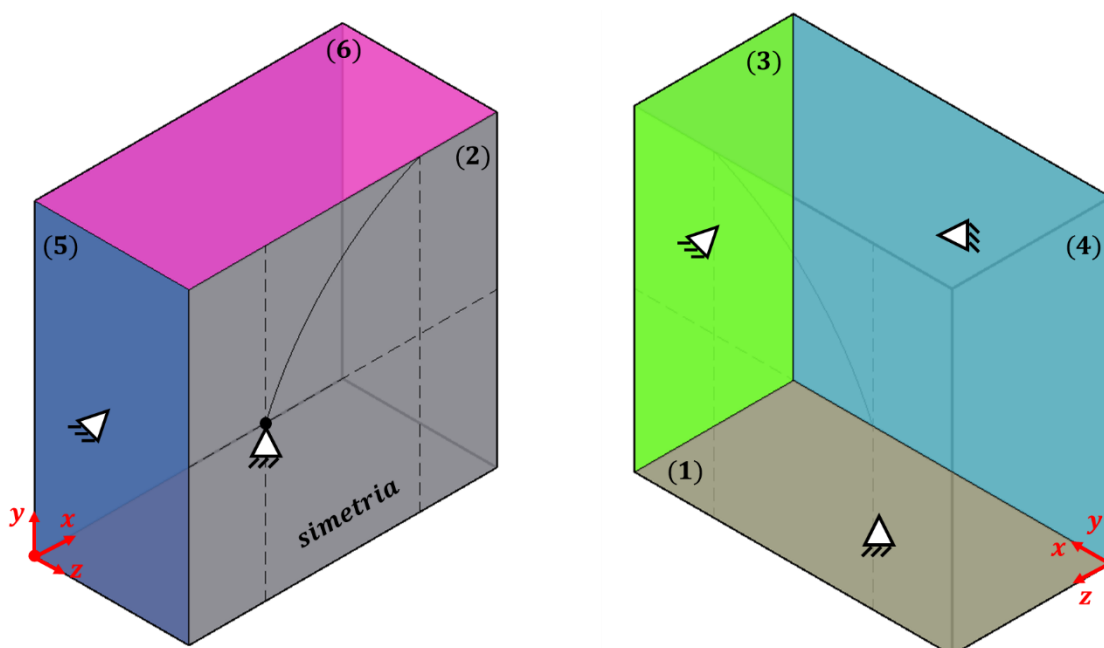
Fonte: elaborada para este trabalho.

4.6 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno para o problema em estudo abrangem, basicamente, três procedimentos principais: restrições impostas nas faces do volume de solo, apoio fixo considerado na extremidade inferior da linha ancoragem e força de ancoragem aplicada na extremidade superior (ponto de embutimento). As premissas admitidas são explicadas nas alíneas abaixo e ilustradas na Figura 4.11:

- na face $Z = Z_{mac2}$ (face 2), utiliza-se da condição de simetria do problema em relação ao plano XY onde está localizada a catenária inversa, conferindo ganhos em termos de performance computacional na análise. Para que a condição de simetria seja corretamente reproduzida, a rigidez axial equivalente EA_{linha} e a força F_0 são computadas com a metade do valor declarado no arquivo de entrada de dados “_MODELDATA.txt”;
- nas faces $X = X_{mac1}$ (face 5), $X = X_{mac2}$ (face 3), $Y = Y_{mac1}$ (face 4) e $Z = Z_{mac1}$ (face 1), aplica-se restrição de translação nos elementos de solo (SOLID185), para todas as direções.

Figura 4.11 – Condições de contorno adotadas para os modelos numéricos.



Fonte: elaborada para este trabalho.

5. VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO

Neste capítulo, são apresentados os dados de entrada referentes às propriedades do solo, da linha de ancoragem e da interface solo-corrente para os quatro estudos realizados na verificação e validação do modelo numérico proposto no presente trabalho. Em concordância com o que foi mencionado na introdução do Capítulo 3, as simulações contempladas pelos itens 5.2, 5.3 e 5.4 na sequência dizem respeito a um mesmo caso proposto pela Petrobras às pesquisas desenvolvidas com o PPGEC/UFRGS.

Além disso, comenta-se o processo de representação do formato de catenária inversa no interior do solo marinho, expondo as equações utilizadas para determinação das coordenadas, bem como são fornecidas informações quantitativas sobre as características de discretização da malha de elementos finitos.

Como resultado de cada subitem, faz-se o comparativo dos percentuais de atenuação de carga obtidos nos diferentes estudos, considerando a relação mostrada na Equação (5.1), em valor percentual:

$$\Delta F(\%) = 1 - \frac{F_n}{F_0} \quad (5.1)$$

Onde:

F_n = força resultante no ponto de ancoragem (*padeye*);

F_0 = força aplicada no ponto de embutimento (DDP).

Após, ilustra-se graficamente a alteração no estado de tensões desenvolvido no solo mediante a aplicação da força na linha de ancoragem, tanto em termos de Tensão Equivalente de Von Mises, que possibilita identificar regiões com concentração de esforços, quanto em termos de “Razão de Plastificação”, opção de visualização oferecida pelo ANSYS® que considera a relação entre a tensão atuante no elemento e a tensão de ruptura, em uma escala de 0 até 1 (plastificação). Todas as figuras são geradas considerando contornos para soluções nodais (“*nodal solution*”).

Por fim, regista-se que o esforço computacional necessário para condução das análises demanda em torno de 30 a 60 minutos para cada modelo simulado individualmente, considerando uma máquina com processador i7-12700H e 64 GB de memória RAM DDR4 3200Hz.

5.1 ESTUDOS DE DEGENKAMP E DUTTA (1989) E LI *ET AL.* (2016)

O primeiro grupo de modelagem para condução de verificações é pautado pelos trabalhos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016), descritos em detalhes no subitem 3.1. A seguir, são incluídas maiores informações sobre o modelo numérico desenvolvido no presente trabalho, juntamente com uma análise preliminar dos resultados obtidos.

5.1.1 Parâmetros de entrada

Para todos os casos estudados na presente seção, os parâmetros de entrada referentes aos dados do solo são mostrados na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes aos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Parâmetro	Descrição	Valor		Unid.
		CASO 6.1/6.4/7.1/7.4/8.1/8.4		
S_u	resistência não-drenada	4,52		kN/m^2
β_{solo}	adimensional de rigidez	500		—
E_{solo}	módulo de Young	$500 S_u$		kN/m^2
ν_{solo}	coeficiente de Poisson	0,49		—
γ_{solo}	peso específico	18,8		kN/m^3
C_{solo}	coesão	4,52		kN/m^2
ϕ_{solo}	ângulo de atrito	0		°
ψ_{solo}	ângulo de dilatância	0		°
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	1,00		—

Fonte: elaborada para este trabalho.

Como é possível observar da Tabela 5.1, o perfil de solo considerado para todos os casos corresponde a uma resistência não-drenada (S_u) constante ao longo da profundidade. Tal consideração foi admitida para procurar reproduzir com maior semelhança o que foi adotado por Li *et al.* (2016) e também por não ser mencionado por Degenkamp e Dutta (1989) algum parâmetro para avaliação da variação deste parâmetro com a profundidade nos ensaios conduzidos.

Em termos dos dados da linha de ancoragem, a Tabela 5.2 apresenta os valores utilizados.

Tabela 5.2 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes aos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
D_{linha}	diâmetro equivalente da corrente	0,01801	<i>m</i>
EA_{linha}	rigidez axial equivalente da corrente	$5,35 \times 10^4$	<i>kN</i>

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: o diâmetro equivalente da corrente foi calculado conforme explicado previamente no item 4.3.2, admitindo uma corrente com massa unitária de 2 kg/m , utilizada nos ensaios de Degenkamp e Dutta (1989).

Para completar e representar a interface solo-corrente, são compreendidos os valores mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
$\mu_{interface}$	coeficiente de atrito da interface solo-corrente	0,50	–
FKT	módulo de rigidez tangencial	$1 \times 10^1 - 1 \times 10^8$	<i>kN/m³</i>
FKN	módulo de rigidez normal	$10^6 \times FKT$	<i>kN/m³</i>

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: o valor adotado para o coeficiente de atrito $\mu_{interface}$ foi reproduzido de Li *et al.* (2016), visando uma comparação mais representativa entre resultados.

5.1.2 Representação da catenária inversa

Conforme estabelecido anteriormente (ver item 4.4), as análises efetuadas avaliam a aplicação da força atuante na extremidade superior a partir do momento em que já se estabeleceu a configuração de equilíbrio da catenária inversa. No primeiro estudo, os autores Li *et al.* (2016) descrevem a utilização das Equações (5.2) e (5.3), com os principais parâmetros apresentados na Figura 5.1.

$$x = x_a - B \left[\sqrt{\frac{y}{B} \left(1 - \frac{y}{B} \right)} + \arcsen \left(\sqrt{\frac{y}{B}} \right) \right] \quad (5.2)$$

$$B = \frac{y_a}{\text{sen}^2 \theta_n} \quad (5.3)$$

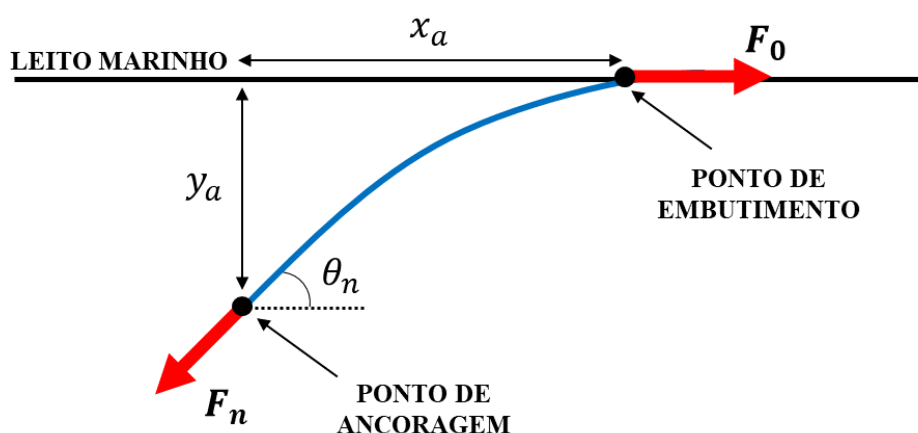
Onde:

x_a = distância horizontal entre o ponto de ancoragem e o ponto de embutimento;

y_a = distância vertical entre o ponto de ancoragem e o ponto de embutimento;

θ_n = ângulo de inclinação entre a linha de ancoragem e o plano horizontal no ponto de conexão com o elemento de fundação.

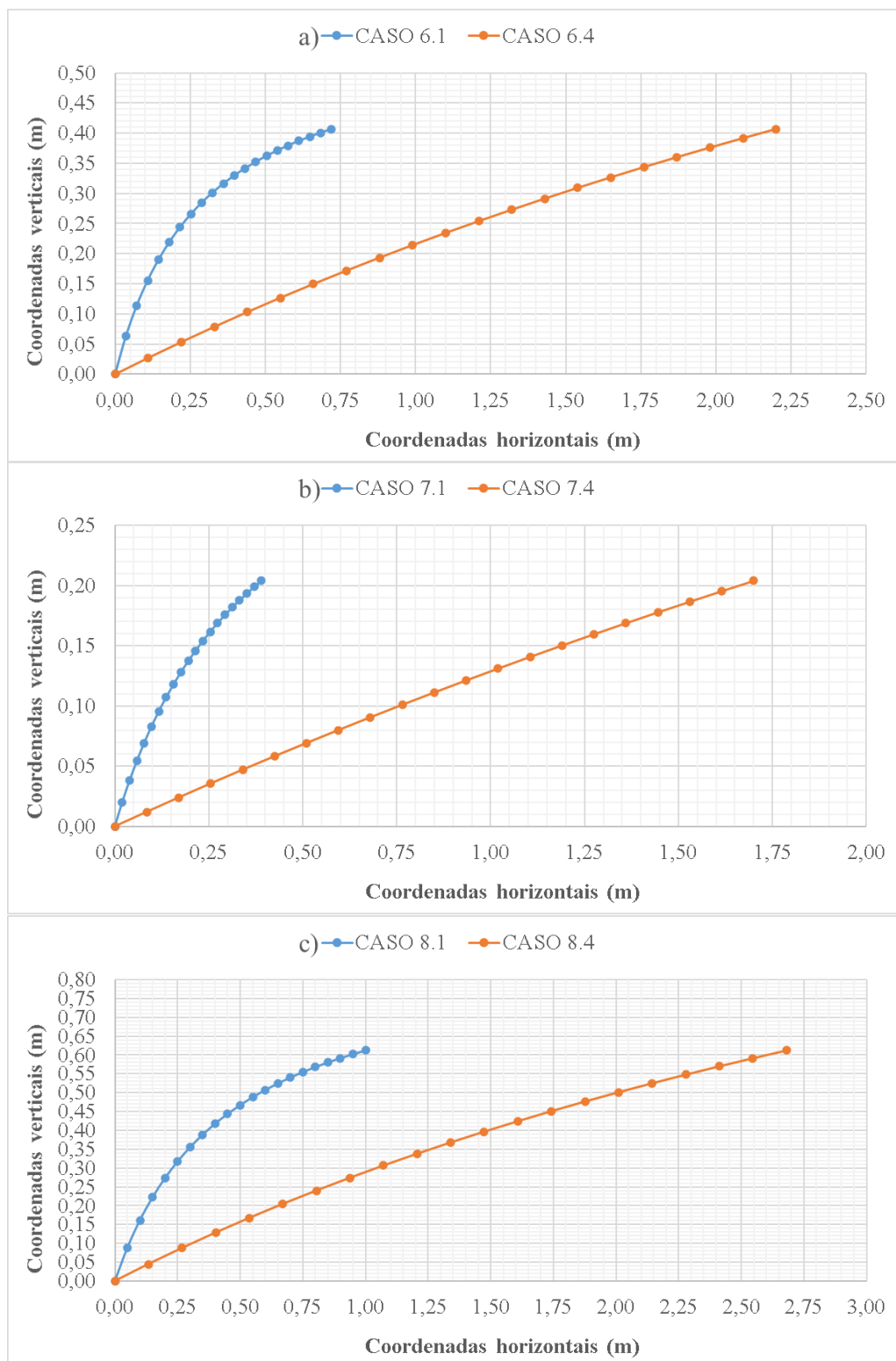
Figura 5.1 - Esquema ilustrativo do trecho da linha de ancoragem no interior do solo marinho.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Baseado nas Equações (5.2) e (5.3), ilustram-se os formatos de catenária inversa na Figura 5.2:

Figura 5.2 – Representação das catenárias de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 5.2 disponibilizadas no APÊNDICE A.

5.1.3 Dimensões do volume de solo e discretização da malha

Os parâmetros de entrada referentes às dimensões do maciço de solo simulado para o primeiro grupo de modelagem são mostrados na Tabela 5.4 (vide Figura 4.7):

Tabela 5.4 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Identificação do modelo	<i>X</i>_{mac1} (m)	<i>X</i>_{mac2} (m)	<i>Y</i>_{mac1} (m)	<i>Y</i>_{mac2} (m)	<i>Z</i>_{mac1} (m)	<i>Z</i>_{mac2} (m)
Caso 6.1	0,00	1,30	0,00	0,60	0,00	0,60
Caso 6.4	0,00	2,60	0,00	0,60	0,00	0,60
Caso 7.1	0,00	0,90	0,00	0,40	0,00	0,60
Caso 7.4	0,00	2,00	0,00	0,40	0,00	0,60
Caso 8.1	0,00	1,60	0,00	0,80	0,00	0,60
Caso 8.4	0,00	3,20	0,00	0,80	0,00	0,60

Fonte: elaborada para este trabalho.

As informações quanto à discretização da malha de elementos finitos e o total de elementos utilizados em cada modelo são sumarizados na Tabela 5.5. Os parâmetros “*discretsolo*” e “*discretlinha*” foram explicados anteriormente no subitem 4.4:

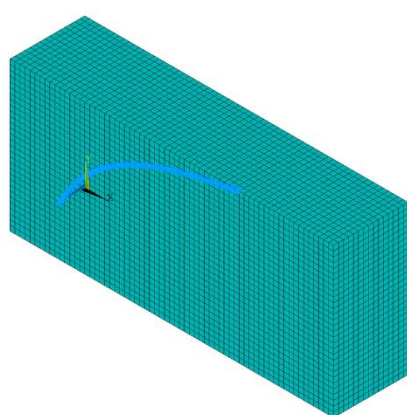
Tabela 5.5 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Identificação do modelo	<i>discretsolo</i>	<i>discretlinha</i>	<i>SOLID185</i>	<i>LINK180</i>	<i>TARGE170</i>	<i>CONTA175</i>
Caso 6.1	0,02m	0,002m	29250	442	1950	443
Caso 6.4			58500	1128	3900	1129
Caso 7.1			13500	234	900	235
Caso 7.4			30000	860	2000	861
Caso 8.1			48000	621	3200	622
Caso 8.4			96000	1386	6400	1387

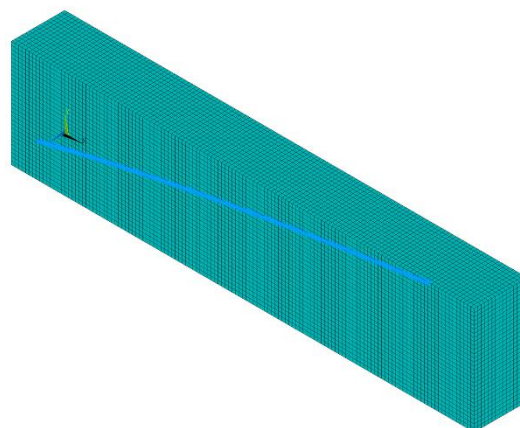
Fonte: elaborada para este trabalho.

No que diz respeito ao aspecto final do modelo de elementos finitos, a Figura 5.3 ilustra os cenários simulados.

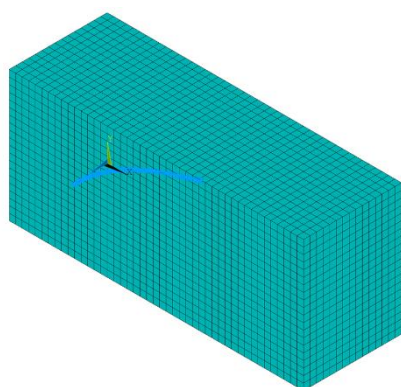
Figura 5.3 – Modelo de elementos finitos para os casos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).



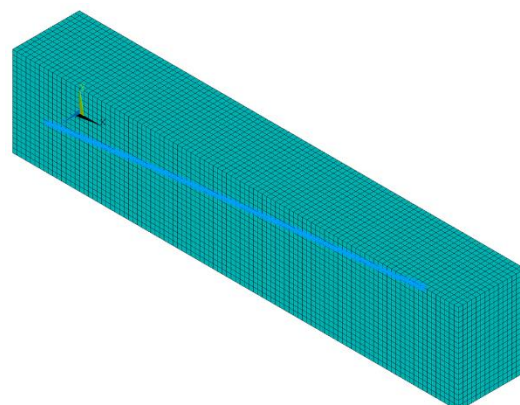
CASO 6.1



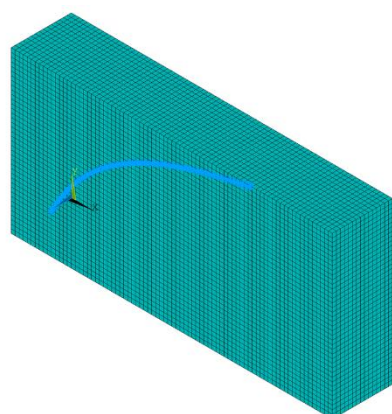
CASO 6.4



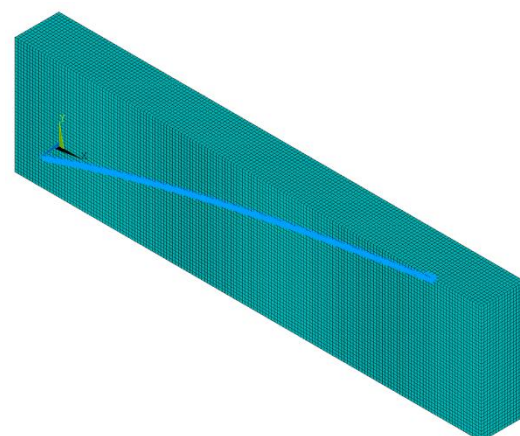
CASO 7.1



CASO 7.4



CASO 8.1



CASO 8.4

Fonte: elaborada para este trabalho.

5.1.4 Análise da atenuação de carga e das tensões no solo

Com base nos parâmetros de entrada apresentados no item 5.1.1, foram simulados os seis diferentes cenários, que apresentam características distintas em termos de configuração da linha de ancoragem no interior do solo (ver Figura 5.2) e também magnitude da força aplicada na extremidade livre (F_0). As nomenclaturas que identificam os diferentes casos, reproduzidas conforme Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016), as correspondentes forças aplicadas e as resultantes e atenuações obtidas no ponto de ancoragem são sumarizadas na Tabela 5.6 e na Tabela 5.7.

Tabela 5.6 – Resultantes obtidas ao simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida por Degenkamp e Dutta (1989) [N]	Resultante obtida por Li <i>et al.</i> (2016) [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]
Caso 6.1	708	404	414	392
Caso 6.4	6148	5447	5346	5239
Caso 7.1	672	364	361	377
Caso 7.4	7799	6900	6723	6778
Caso 8.1	1268	658	671	684
Caso 8.4	5831	4875	5070	4828

Fonte: elaborada para este trabalho.

Tabela 5.7 – Atenuações obtidas ao simular os modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).

Identificação do modelo	Atenuação obtida por Degenkamp e Dutta (1989)	Atenuação por Li <i>et al.</i> (2016)	Atenuação obtida no corrente estudo
Caso 6.1	43 %	42 %	45 %
Caso 6.4	11 %	13 %	15 %
Caso 7.1	46 %	46 %	44 %
Caso 7.4	12 %	14 %	13 %
Caso 8.1	48 %	47 %	46 %
Caso 8.4	16 %	13 %	17 %

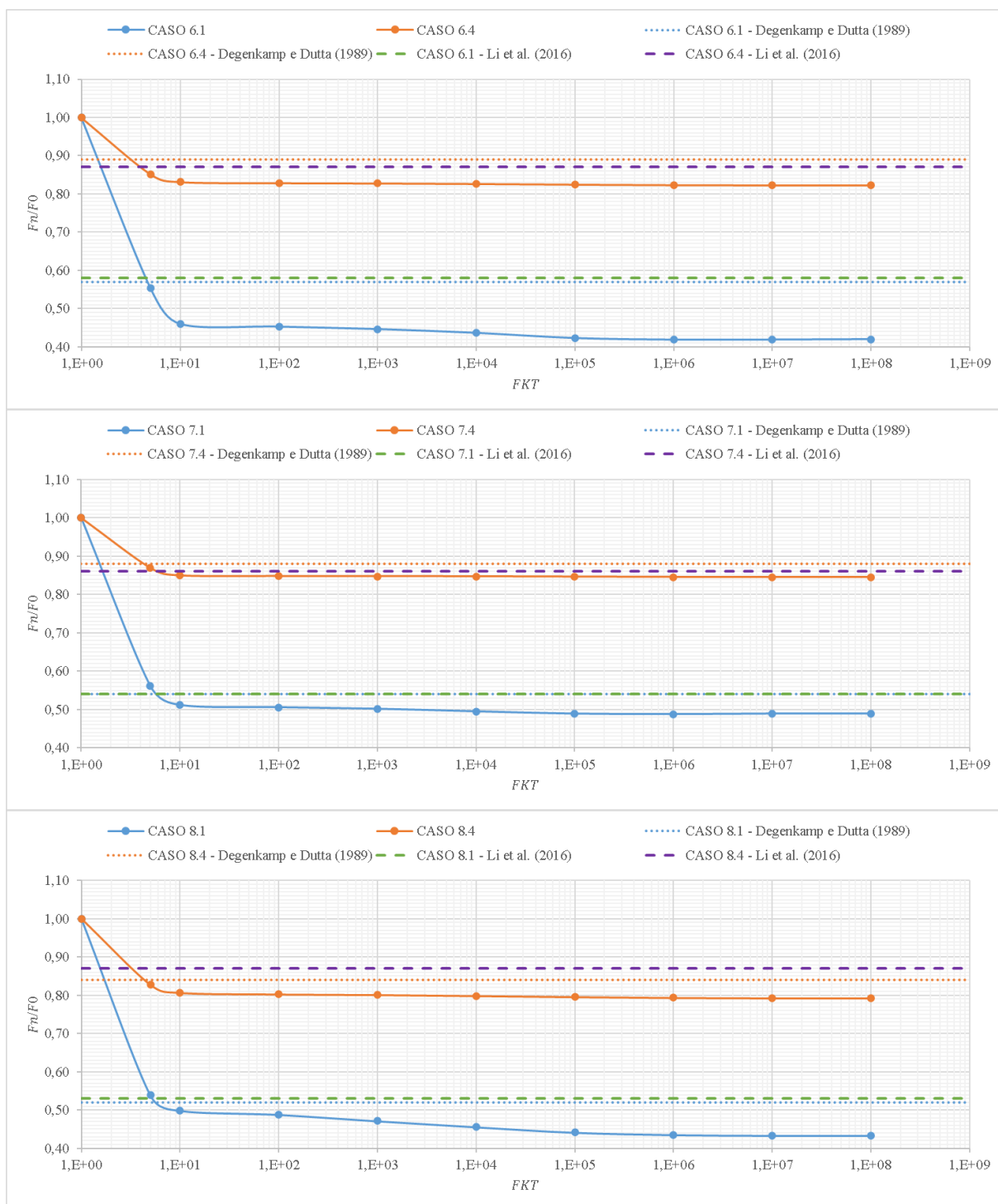
Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: os valores de atenuação mostrados na Tabela 5.6 e na Tabela 5.7 dizem respeito ao parâmetro $FKT = 5,00 \times 10^0 \text{ kN/m}^3$, situado no interior da faixa de transição entre a situação de deslizamento livre e de aderência perfeita (ver item 3.3.1), o qual demonstrou melhor correspondência com os valores referenciais.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 5.6 e Tabela 5.7, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal (FKT) são mostradas na Figura 5.4 a seguir, em conjunto com os resultados obtidos experimentalmente por Degenkamp e Dutta (1989) e numericamente por Li *et al.* (2016), mantidos como constante ao longo do intervalo por não ser possível relacionar com algum valor específico de rigidez. Em todos os modelos, observa-se que o aumento de FKT conduz ao acréscimo de atenuação, com o patamar que caracteriza a estagnação sendo rapidamente atingido para os menores valores dentro da faixa simulada.

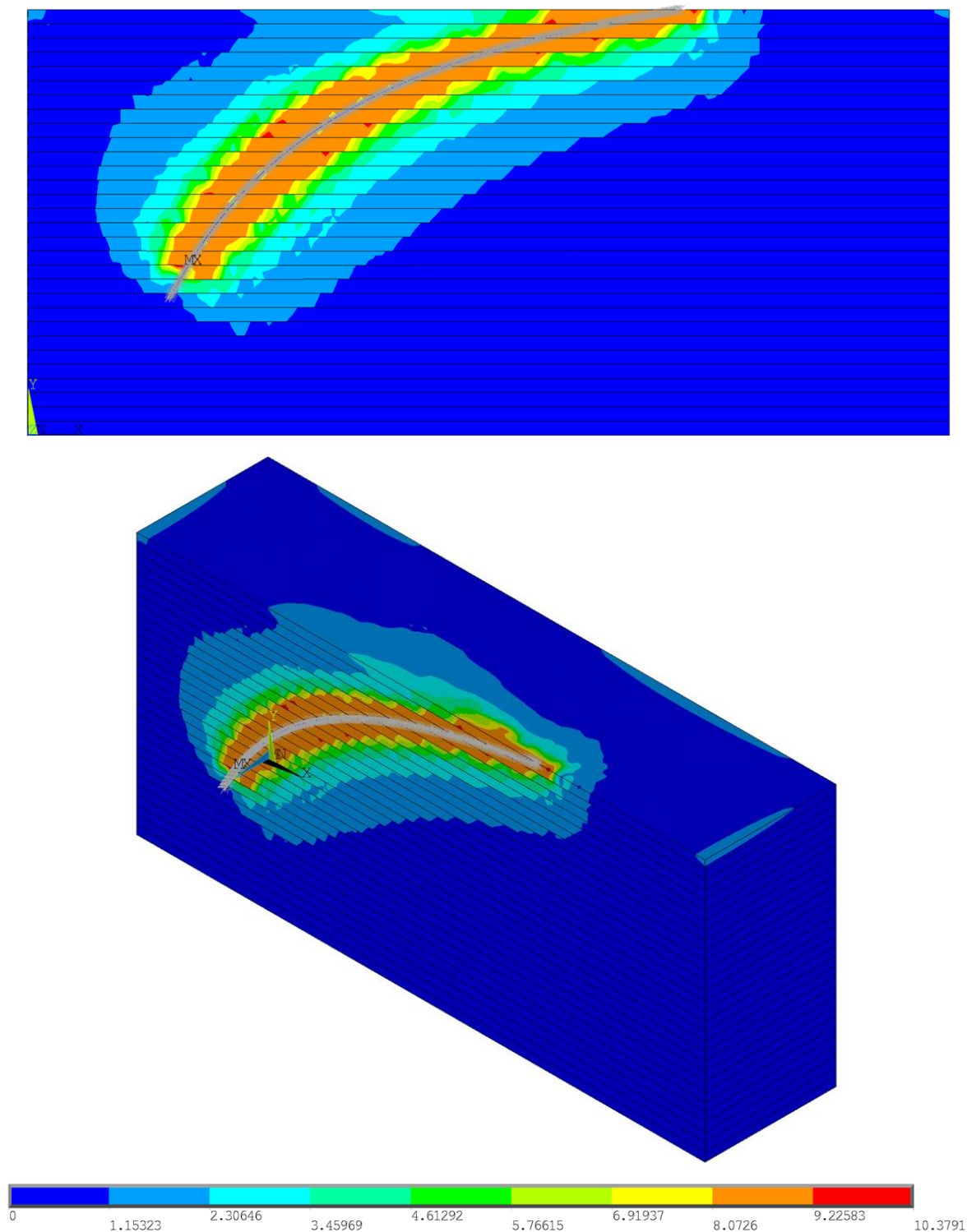
Além disso, as distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são mostradas na sequência que compreende a Figura 5.5 até a Figura 5.16. O caso escolhido para ilustração faz referência ao parâmetro FKT correspondente aos resultados obtidos na Tabela 5.6 e na Tabela 5.7.

Figura 5.4 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações dos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016).



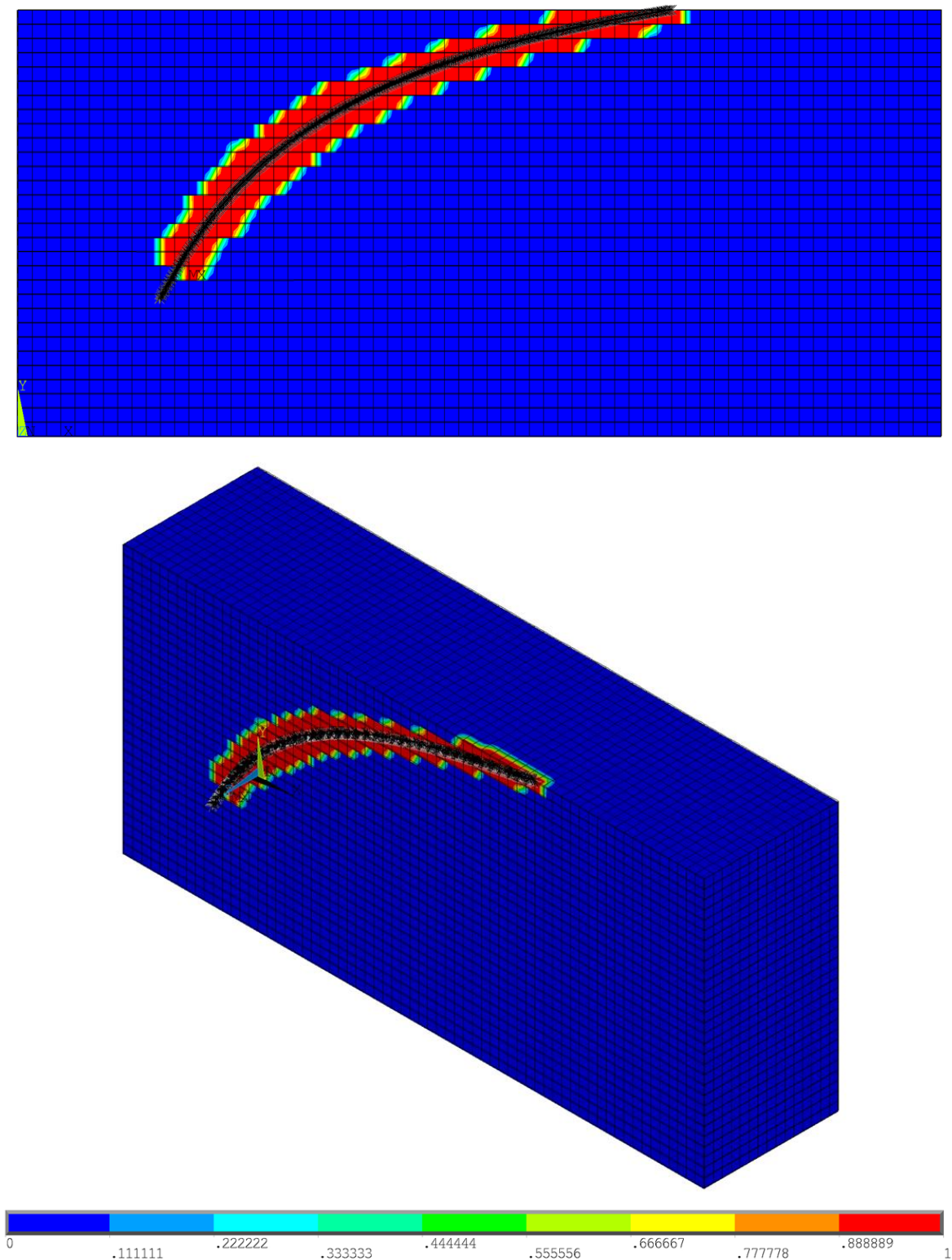
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.5 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 6.1: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



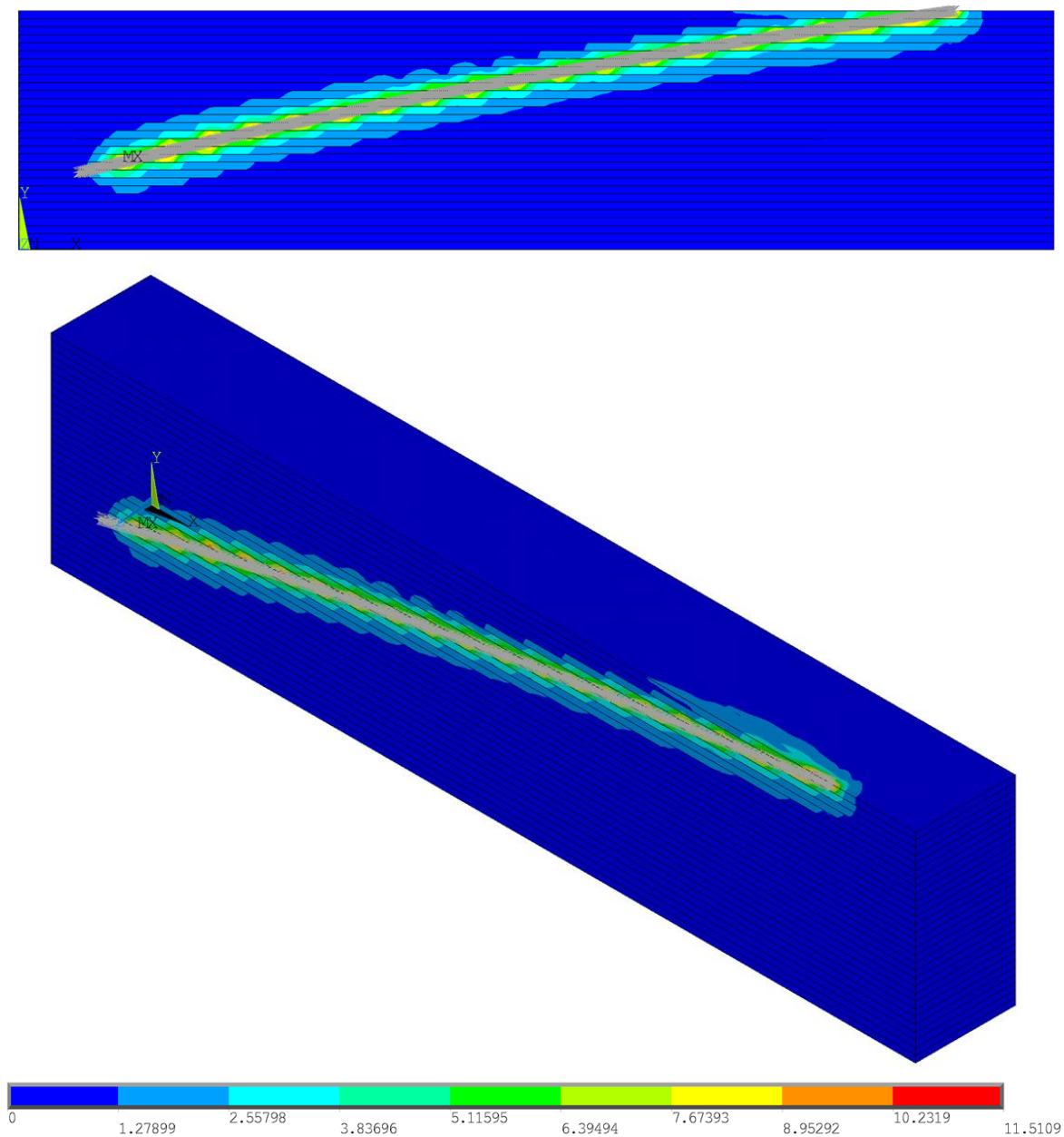
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.6 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 6.1: vistas frontal e isométrica.



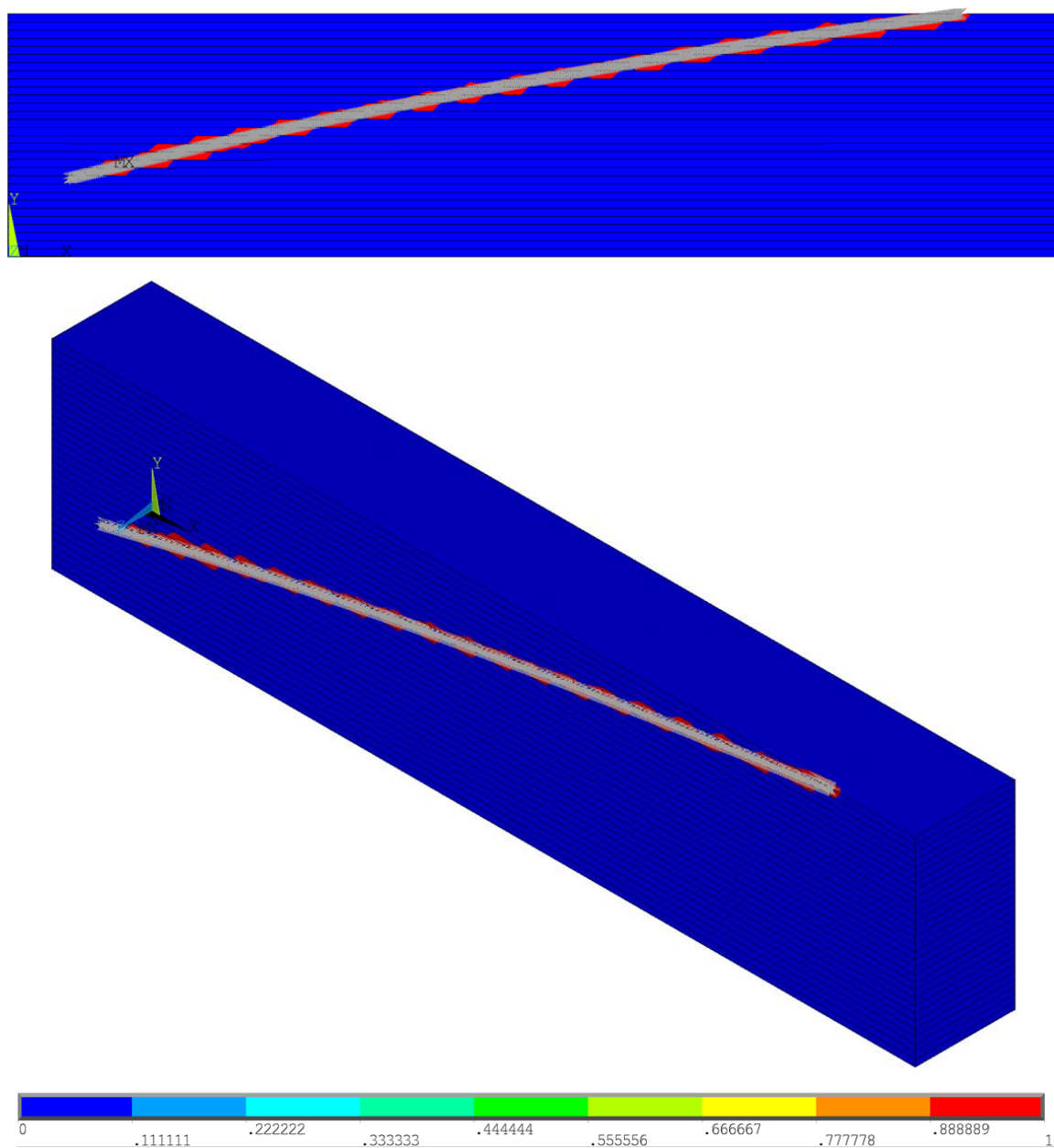
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.7 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 6.4: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



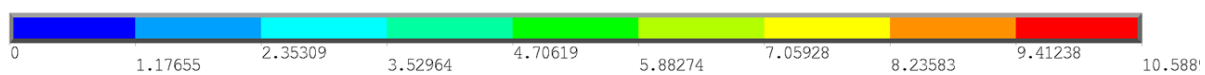
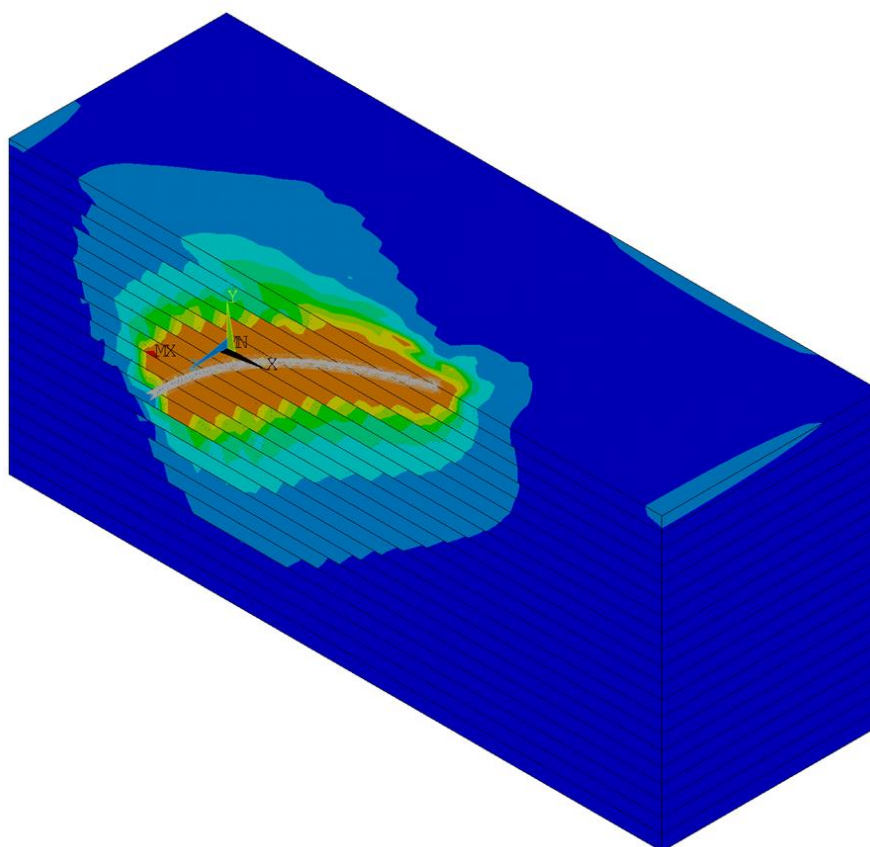
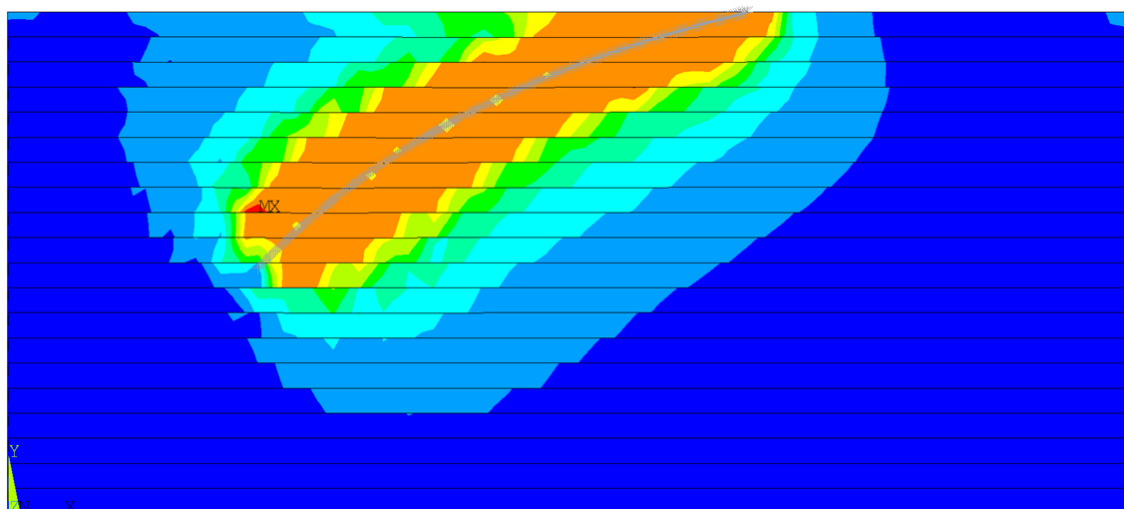
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.8 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 6.4: vistas frontal e isométrica.



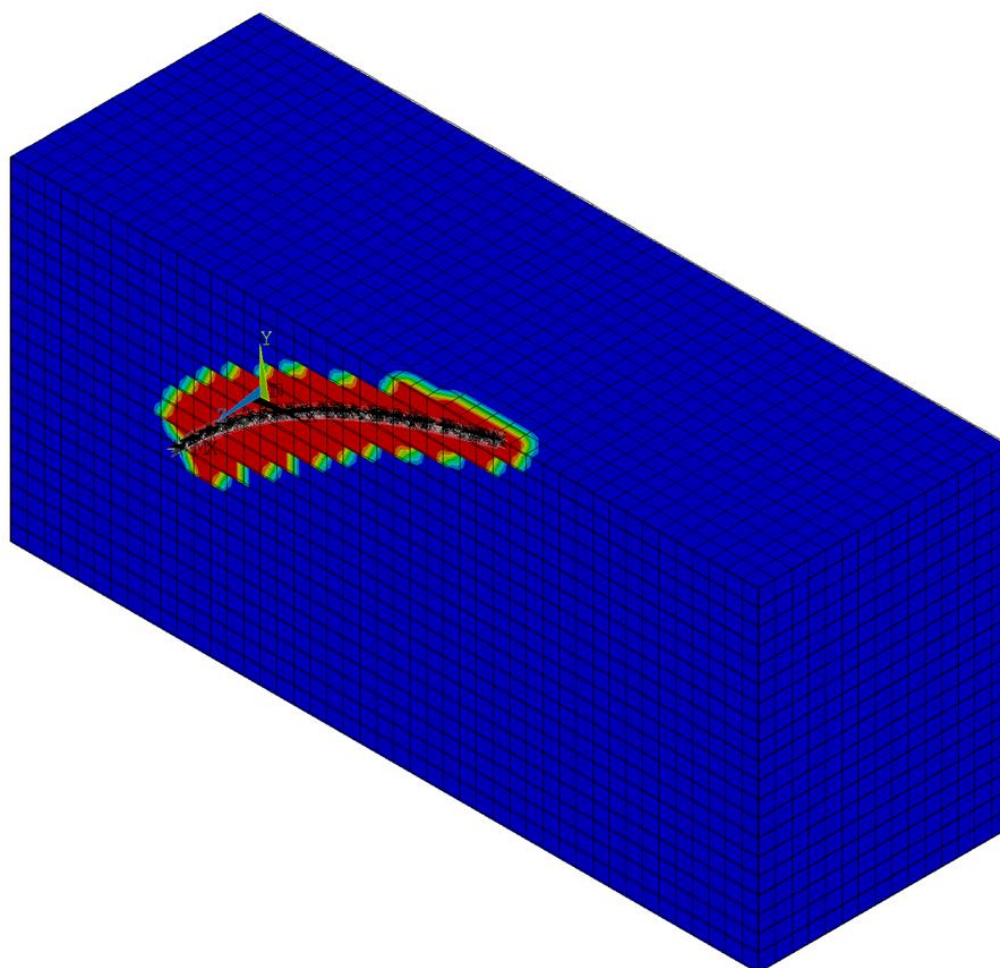
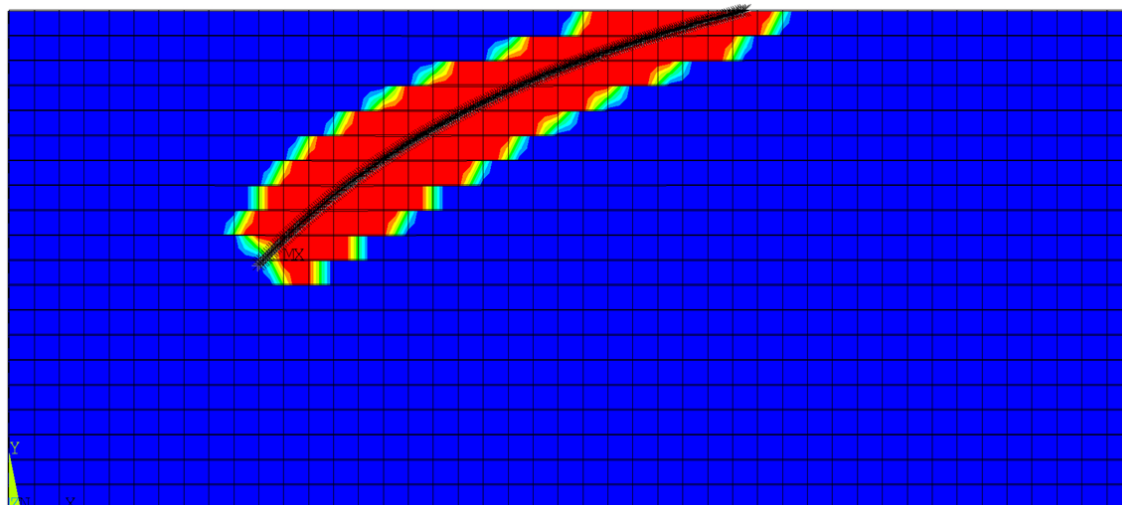
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.9 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 7.1: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



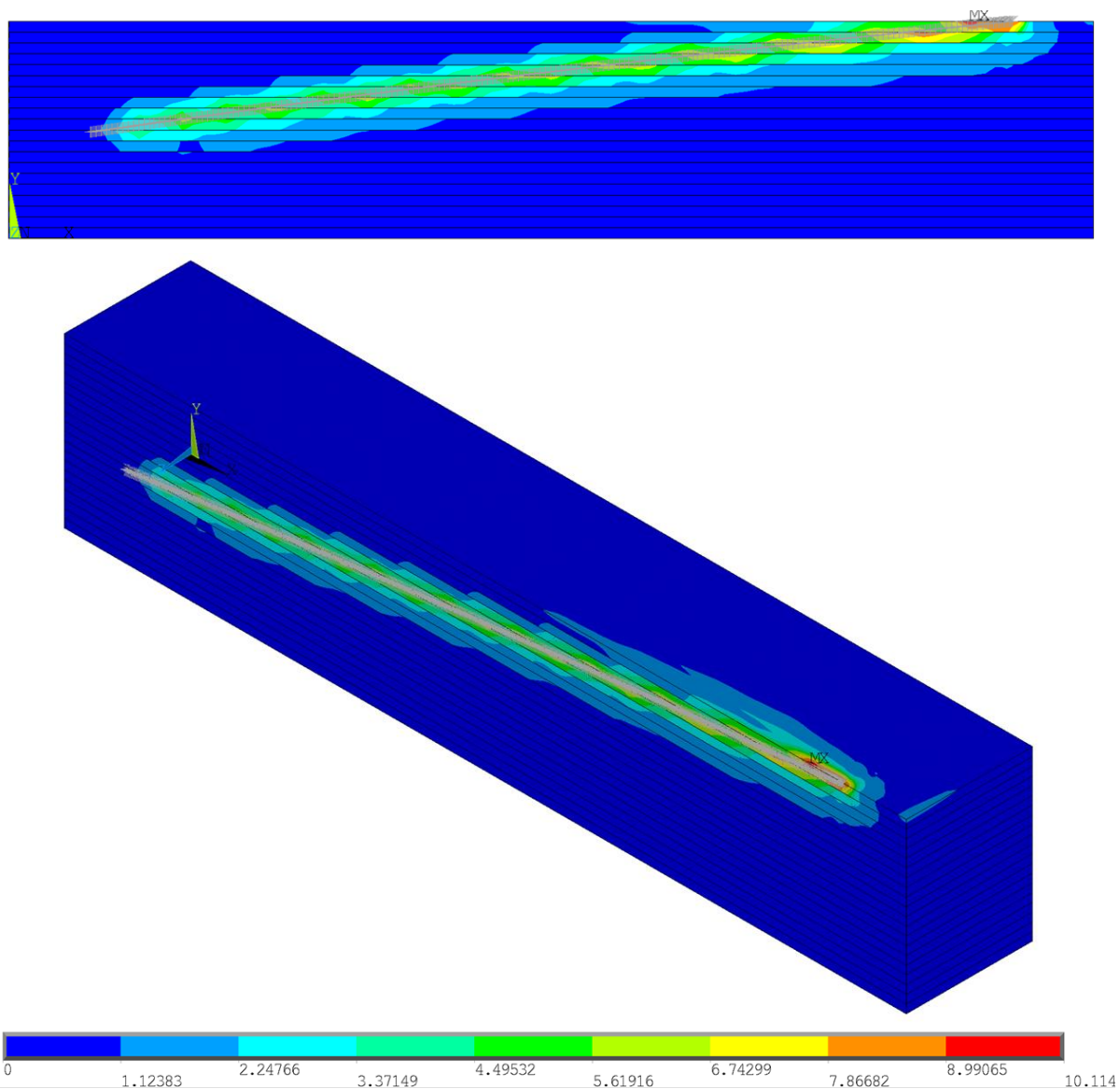
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.10 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 7.1: vistas frontal e isométrica.



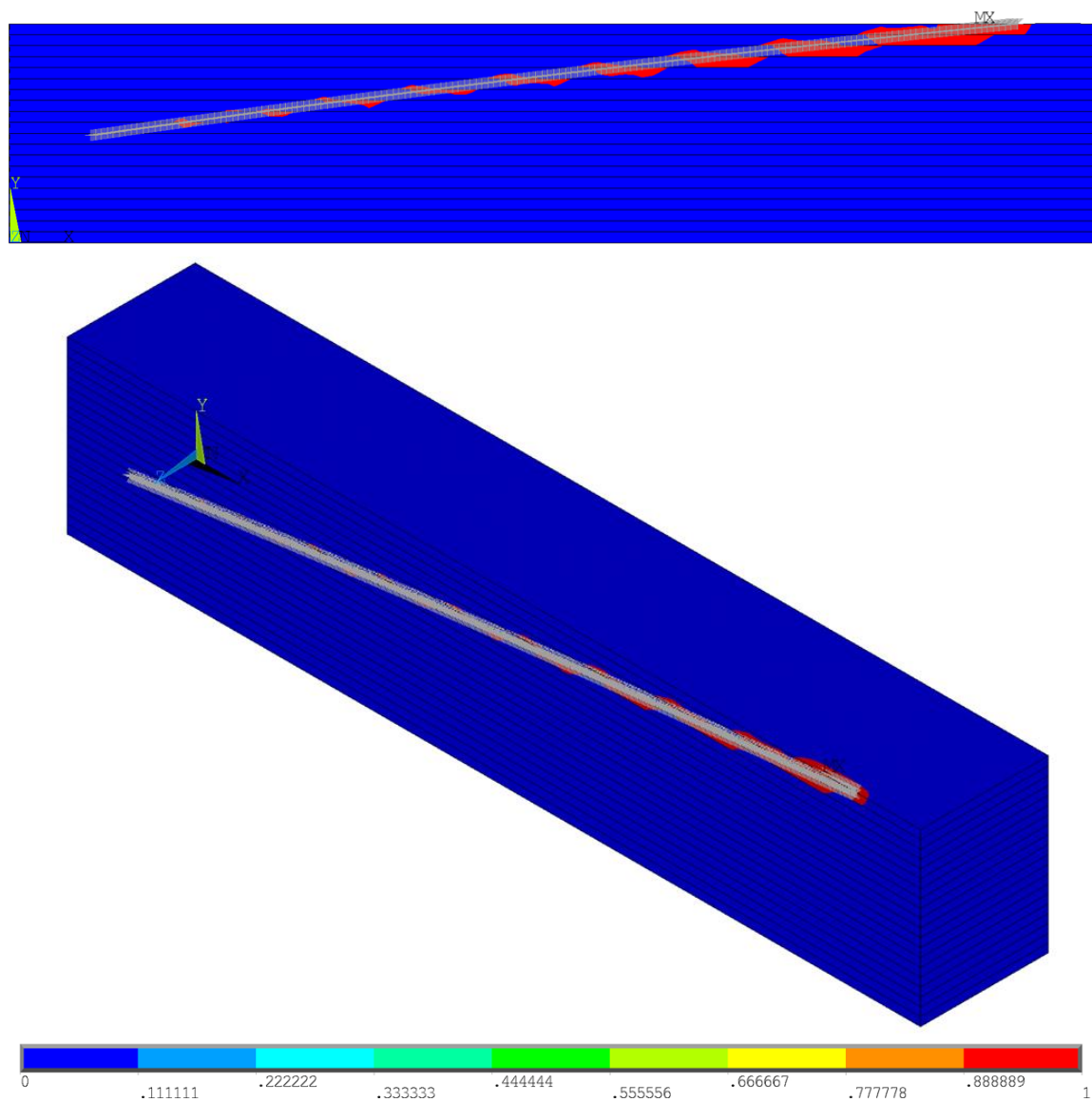
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.11 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 7.4: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



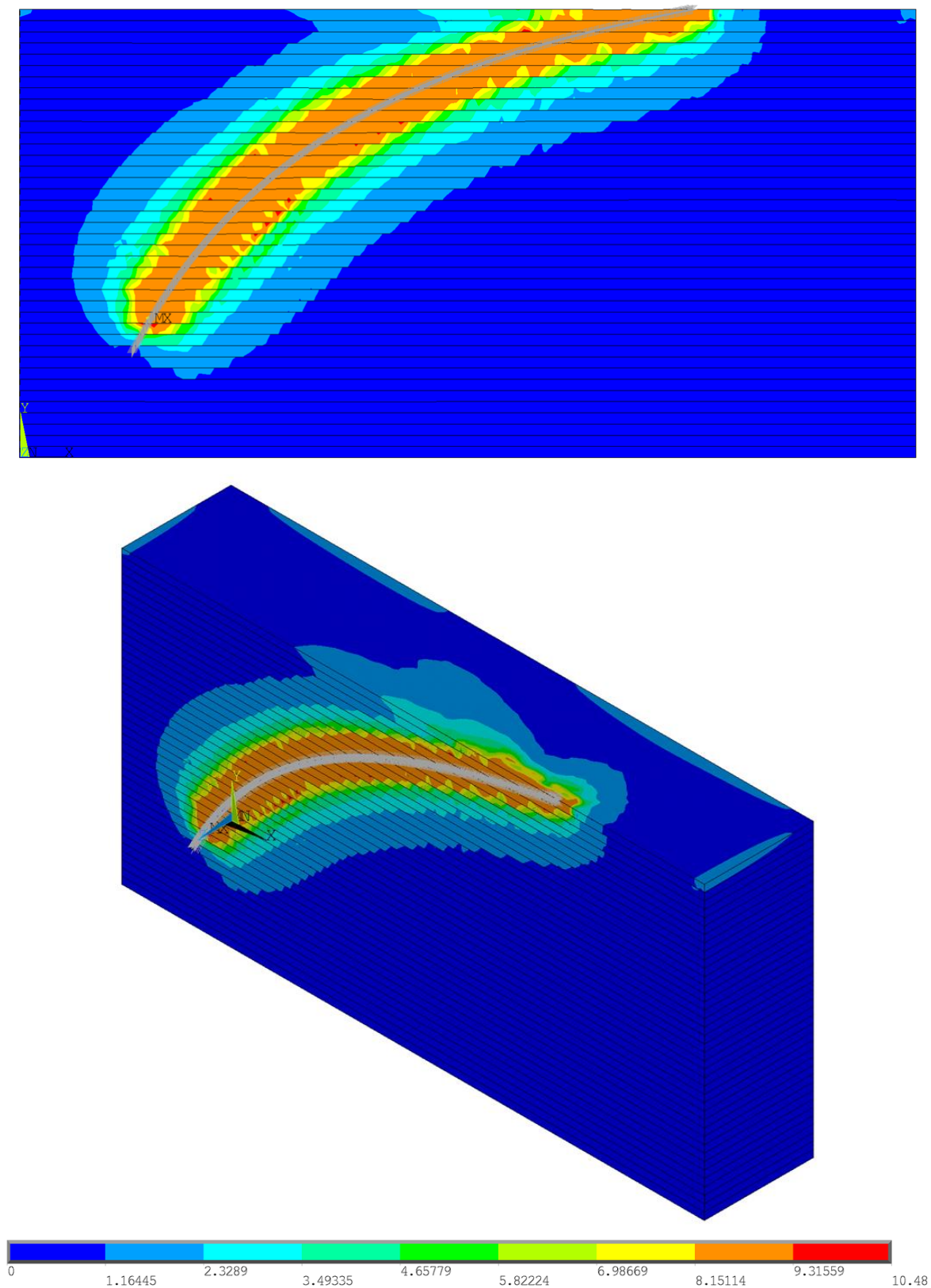
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.12 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 7.4: vistas frontal e isométrica.



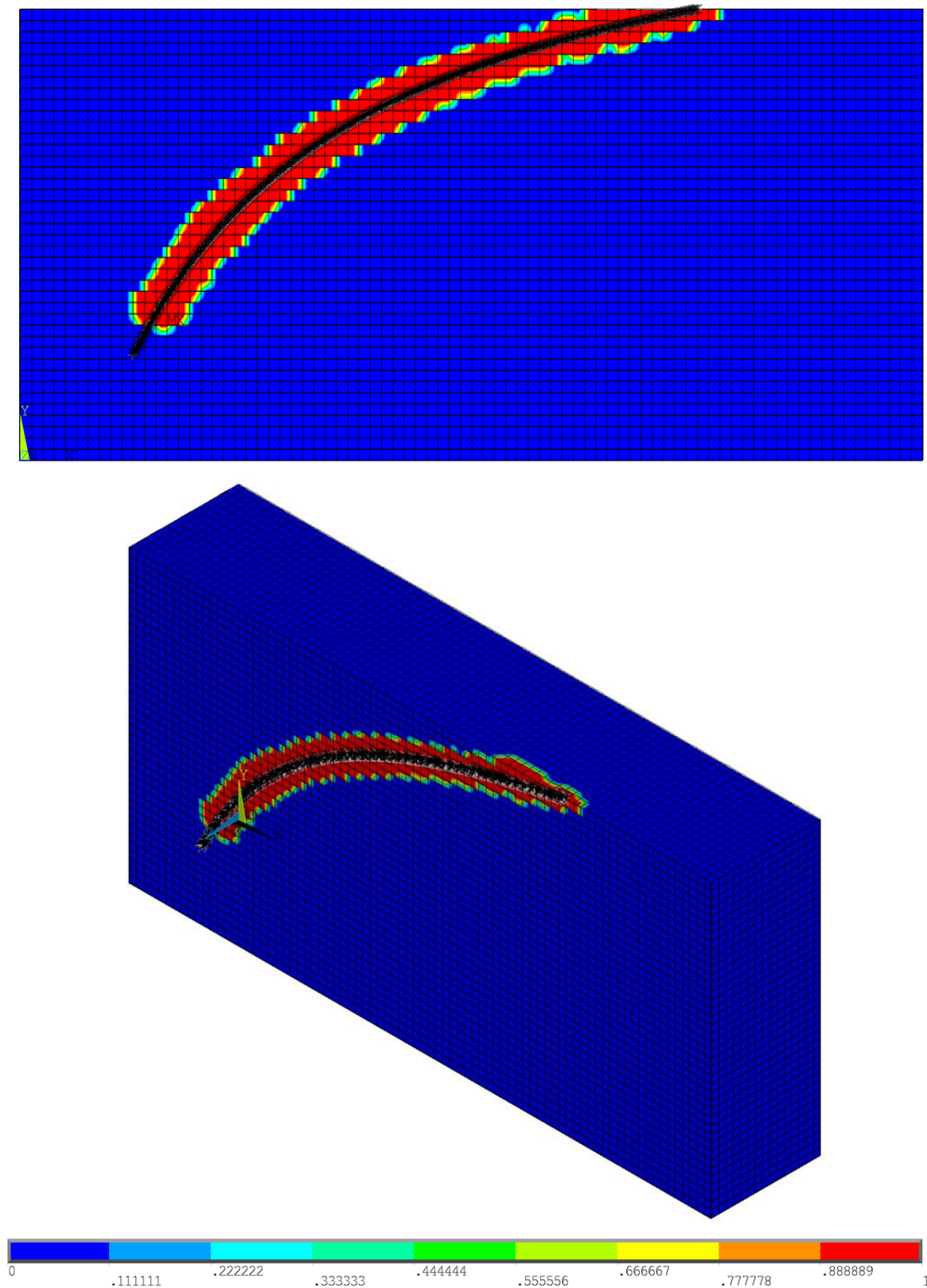
Fonte: elaborada para este trabalho

Figura 5.13 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 8.1: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



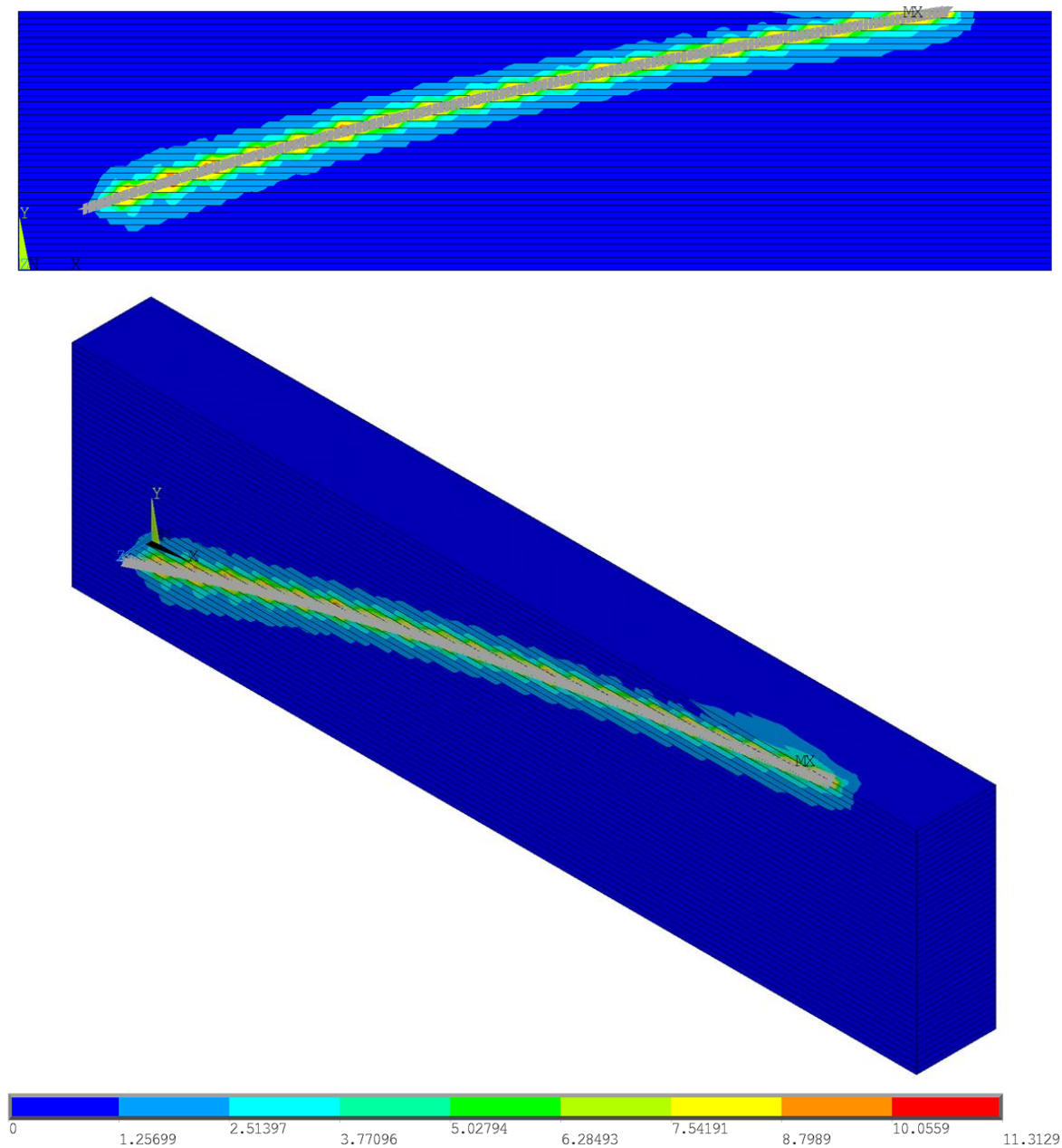
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.14 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 8.1: vistas frontal e isométrica.



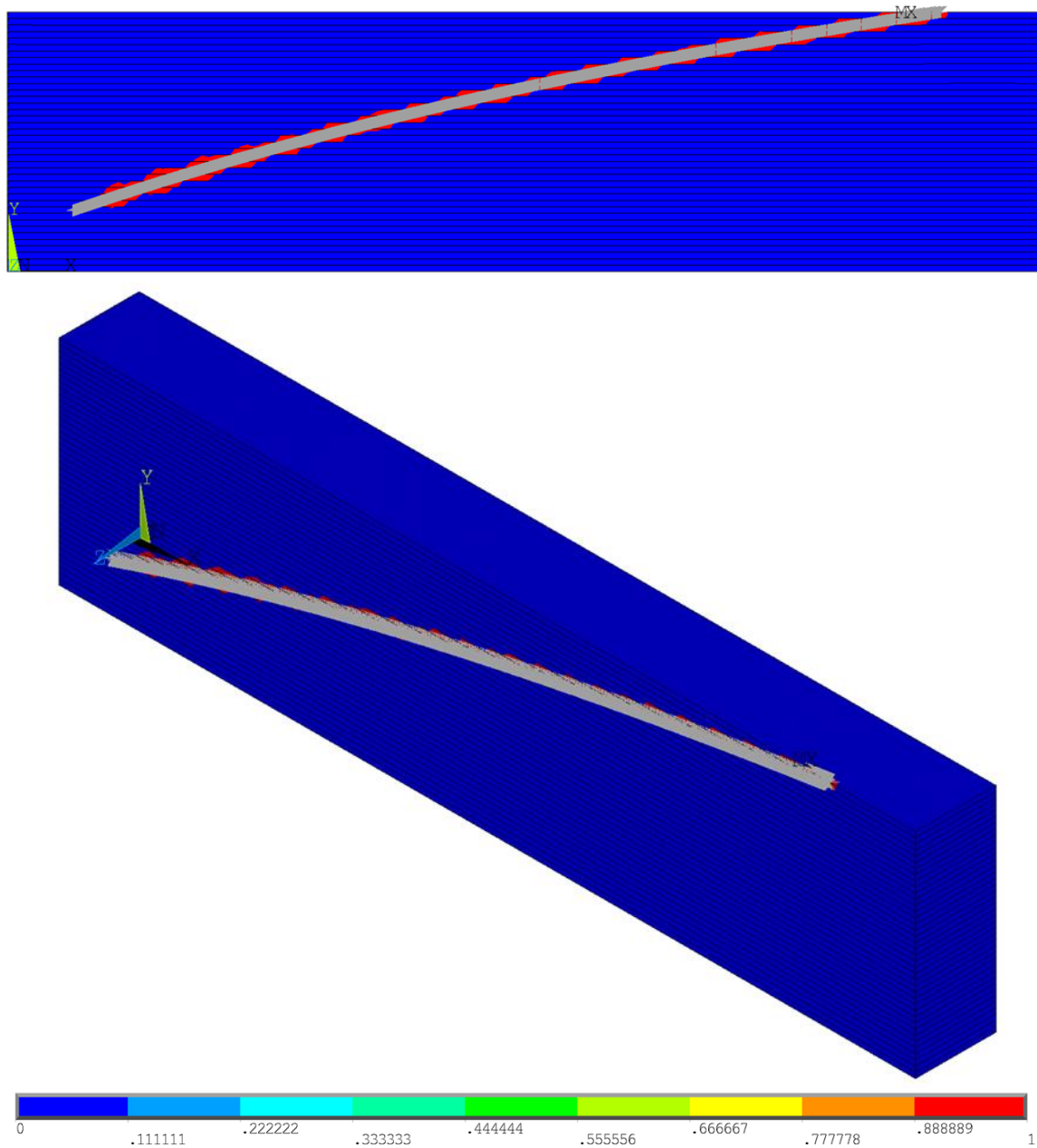
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.15 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Caso 8.4: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.16 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Caso 8.4: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Considerando os resultados apresentados na Tabela 5.6 e na Tabela 5.7 e o conjunto de figuras mostradas (Figura 5.5 até Figura 5.16), comenta-se:

- a) os percentuais de atenuação relacionados aos casos de sufixo “.1” são bem superiores aos casos de sufixo “.4”. Alguns fatores podem ser citados como causadores desta distinção, tais como: plastificação do solo, magnitude do carregamento e alteração da geometria da catenária, por exemplo;
- b) o parâmetro de rigidez FKT para apresentação de resultados foi estipulado com o mesmo valor para todos os modelos e retornou percentuais de atenuação bem próximos aos obtidos experimentalmente. Em termos de diferenças percentuais absolutas, o maior valor foi obtido para o CASO 6.4, com -4% , denotando a boa correspondência;
- c) em todos os modelos é perceptível a perturbação no entorno da linha de ancoragem, com uma maior extensão na extremidade superior, mas sem grandes picos em regiões específicas;
- d) no Caso 7.1, onde a extensão da corrente no interior do solo é mais reduzida, pode-se perceber maior quantidade de elementos de solo sendo mobilizados;
- e) de forma geral, todos os resultados referentes aos casos de sufixo “.4” devem ser interpretados com cautela: por se tratar de um ensaio onde a carga aplicada possui somente componente horizontal, tem-se uma penetração gradual da corrente no interior do solo à medida que a magnitude é aumentada, com uma catenária de comprimento bastante superior em relação aos casos de sufixo “.1”. Tamanha distinção não é esperada em aplicações do problema para escala real.

5.2 ENSAIOS DE ROCHA *ET AL.* (2016)

O segundo conjunto de simulações para validação do modelo numérico corresponde aos ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016), abordados anteriormente no subitem 3.2. Nos textos a seguir, são descritas informações mais específicas à modelagem desenvolvida no presente trabalho e análise preliminar de resultados obtidos.

5.2.1 Parâmetros de entrada

Nos casos elaborados para a presente seção, os parâmetros de entrada referentes aos dados do solo são mostrados na Tabela 5.8, evidenciando a diferenciação nas características de resistência (principalmente) entre os dois tipos de argila ensaiados por Rocha *et al.* (2016):

Tabela 5.8 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes aos ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).

Parâmetro	Descrição	Valor				Unid.
		TESTE 2	TESTE 3	TESTE 11	TESTE 12	
S_u	resistência não-drenada	0,508	0,507	1,505 + 1,4(y)	1,505 + 1,4(y)	kN/m^2
β_{solo}	adimensional de rigidez	300				—
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u				kN/m^2
ν_{solo}	coeficiente de Poisson	0,495				—
γ_{solo}	peso específico	15,4				kN/m^3
C_{solo}	coesão	0,508	0,507	1,505 + 1,4(y)	1,505 + 1,4(y)	kN/m^2
ϕ_{solo}	ângulo de atrito	0				°
ψ_{solo}	ângulo de dilatação	0				°
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	1,00				—

Fonte: elaborada para este trabalho.

Como é possível observar da Tabela 5.8, o perfil de solo considerado para o Teste 2 e o Teste 3 possui resistência não-drenada constante ao longo da profundidade, enquanto o perfil de solo considerado para o Teste 11 e o Teste 12 parte de um valor inicial de $1,505 \text{ kN/m}^2$ e aumenta linearmente de acordo com a coordenada vertical Y. Tais considerações estão de acordo com o que foi exposto previamente no item 3.2.2, de acordo com os resultados obtidos na caracterização do solo.

No que tange aos dados da linha de ancoragem, a Tabela 5.9 sintetiza os valores utilizados.

Tabela 5.9 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes aos ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
D_{linha}	diâmetro equivalente da corrente	0,00509	<i>m</i>
EA_{linha}	rigidez axial equivalente da corrente	$4,28 \times 10^3$	<i>kN</i>

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: o diâmetro equivalente da corrente foi calculado conforme explicado previamente no item 4.3.2, admitindo uma corrente com massa unitária de $0,160 \text{ kg/m}$, utilizada nos ensaios de Rocha *et al.* (2016).

Para completar e representar a interface solo-corrente, são compreendidos os valores mostrados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
$\mu_{interface}$	coeficiente de atrito da interface solo-corrente	0,57735	—
FKT	módulo de rigidez tangencial	$1 \times 10^1 - 1 \times 10^8$	<i>kN/m³</i>
FKN	módulo de rigidez normal	$10^6 \times FKT$	<i>kN/m³</i>

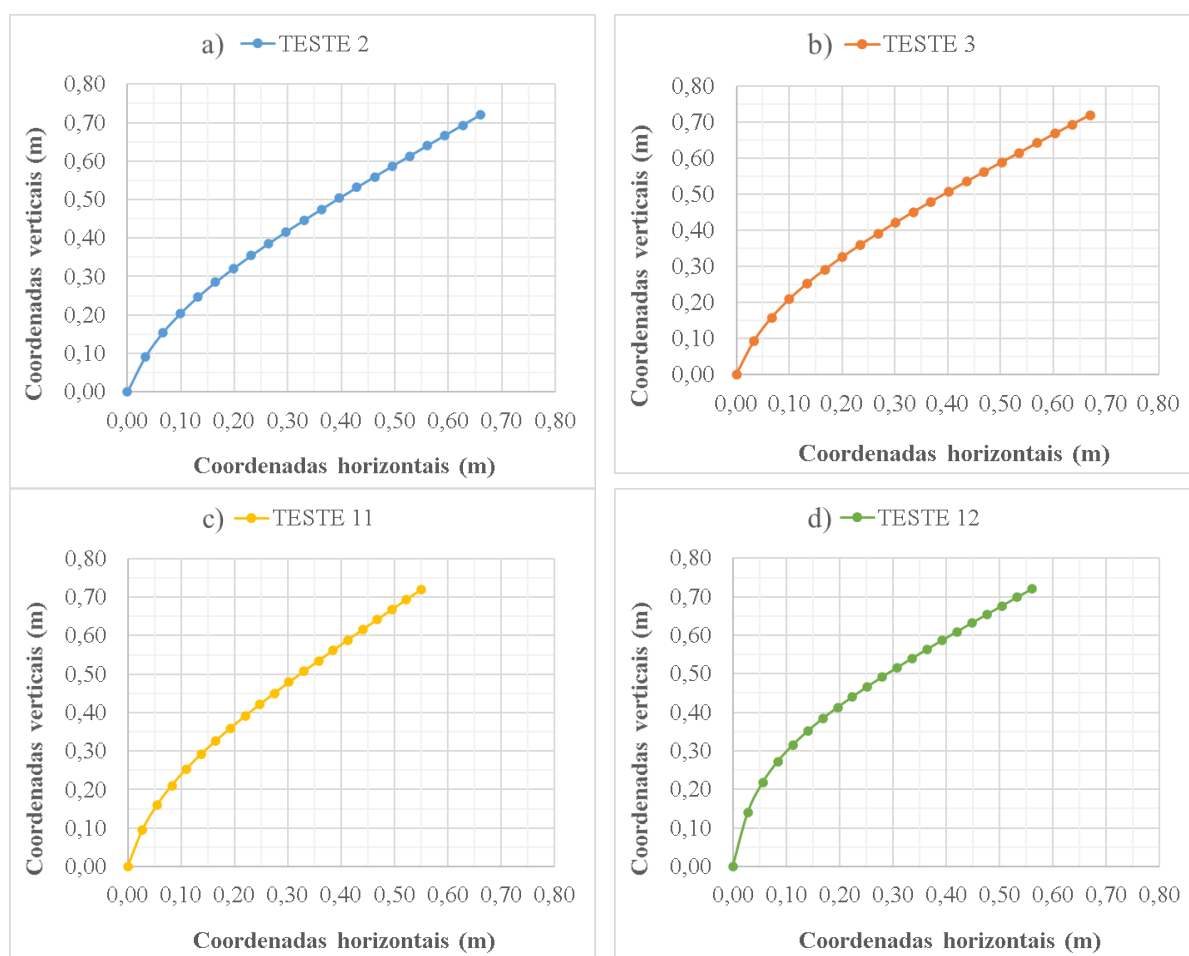
Fonte: elaborada para este trabalho.

5.2.2 Representação da catenária inversa

No segundo estudo, em se tratando de um trabalho experimental, não constam disponíveis na publicação de Rocha *et al.* (2016) as equações para determinação da configuração de catenária inversa no interior do solo. Todavia, os autores disponibilizam figuras com o perfil da linha de ancoragem desenvolvido para o Teste 2, Teste 3, Teste 11 e Teste 12, o que permite, em conjunto com a informação referente à profundidade de ancoragem (H), a retirada gráfica dos parâmetros necessários à Equação (3.6) introduzida anteriormente no item 3.4.1 e a obtenção das coordenadas necessárias para representação da catenária.

Sendo assim, os formatos de catenária inversa são mostrados na Figura 5.17, considerando a última etapa do ensaio realizado por Rocha *et al.* (2016).

Figura 5.17 – Representação das catenárias de Rocha *et al.* (2016).



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 5.17 disponibilizadas no APÊNDICE A.

5.2.3 Dimensões do volume de solo e discretização da malha

Os parâmetros de entrada referentes às dimensões do maciço de solo idealizado para o segundo conjunto de simulações são mostrados na Tabela 5.11 (vide Figura 4.7):

Tabela 5.11 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular os ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).

Identificação do modelo	<i>X</i>_{mac1} (m)	<i>X</i>_{mac2} (m)	<i>Y</i>_{mac1} (m)	<i>Y</i>_{mac2} (m)	<i>Z</i>_{mac1} (m)	<i>Z</i>_{mac2} (m)
Teste 2	0,00	1,20	0,00	0,90	0,00	0,48
Teste 3	0,00	1,20	0,00	0,90	0,00	0,48
Teste 11	0,00	1,20	0,00	0,90	0,00	0,48
Teste 12	0,00	1,20	0,00	0,90	0,00	0,48

Fonte: elaborada para este trabalho.

As informações quanto à discretização da malha de elementos finitos e o total de elementos utilizados em cada modelo são sumarizados na Tabela 5.12. Os parâmetros “*discretsolo*” e “*discretlinha*” foram explicados anteriormente no subitem 4.4.

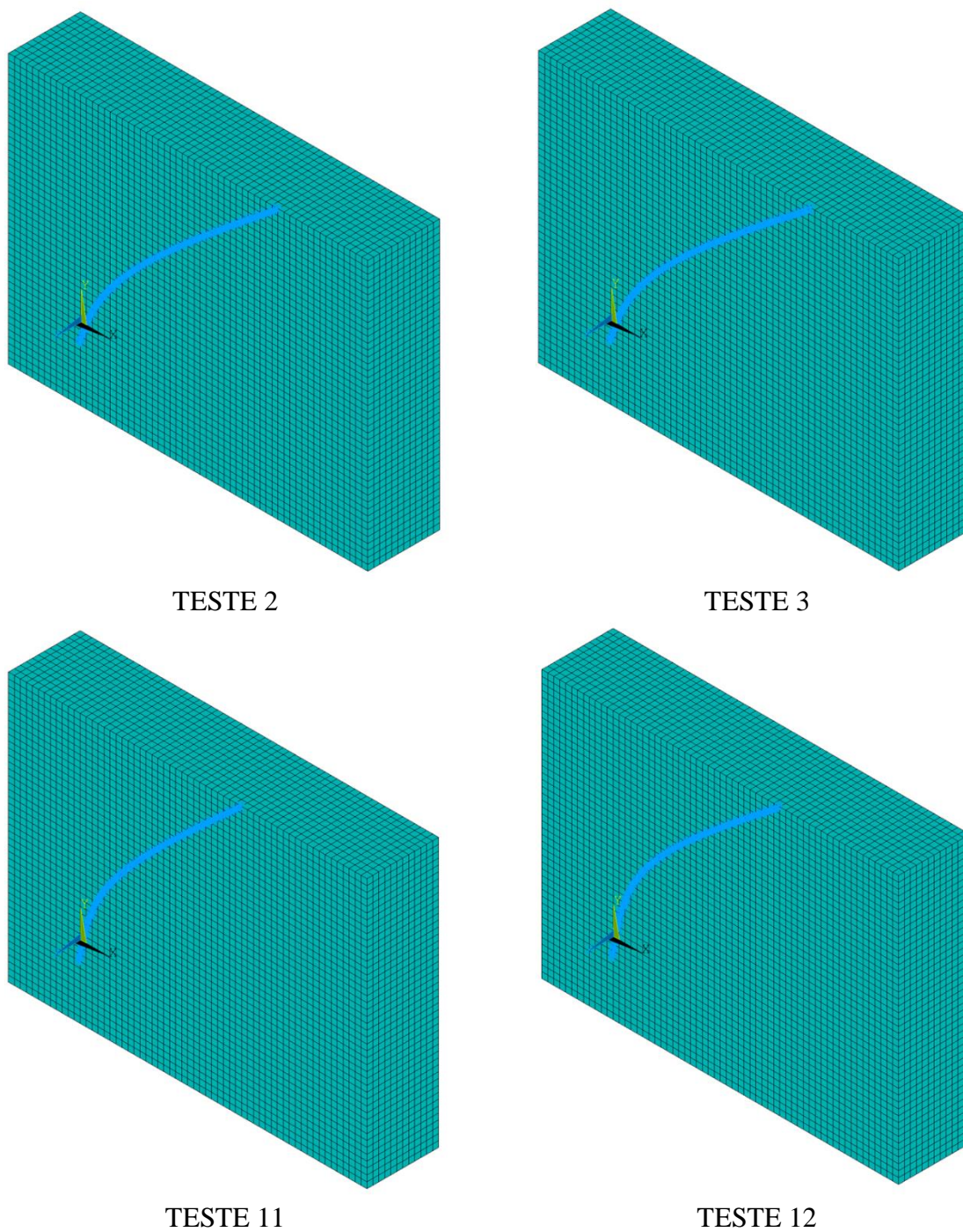
Tabela 5.12 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular os ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).

Identificação do modelo	<i>discretsolo</i>	<i>discretlinha</i>	<i>SOLID185</i>	<i>LINK180</i>	<i>TARGE170</i>	<i>CONTA175</i>
Teste 2	0,02m	0,002m	32400	508	2700	509
Teste 3			32400	511	2700	512
Teste 11			32400	470	2700	471
Teste 12			32400	482	2700	483

Fonte: elaborada para este trabalho.

No que diz respeito ao aspecto final do modelo de elementos finitos, a Figura 5.18 ilustra os cenários simulados:

Figura 5.18 – Modelo de elementos finitos para simular os ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).



Fonte: elaborada para este trabalho.

5.2.4 Análise da atenuação de carga e das tensões no solo

Com base nos parâmetros de entrada apresentados no item 5.2.1, foram simulados os quatro modelos identificados como Teste 2, Teste 3, Teste 11 e Teste 12. Em contraste ao cenário anterior (item 5.1), no segundo estudo, os casos analisados possuem tanto a mesma profundidade de ancoragem ($H = 0,72m$) quanto a mesma magnitude de força F_0 aplicada na extremidade superior. Desta maneira, formam-se dois pares de ensaios, como pode ser inferido a partir da Tabela 5.8 mostrada anteriormente: Teste 2 e Teste 3, que equivalem a um sistema de ancoragem em um solo menos resistente (perfil de S_u admitido como constante) e Teste 11 e Teste 12, que correspondem a um sistema de ancoragem em solo mais resistente (perfil de S_u variável ao longo da profundidade).

Assim sendo, a Tabela 5.13 evidencia as resultantes e atenuações obtidas no ponto de ancoragem.

Tabela 5.13 – Resultantes e atenuação obtidas ao simular os ensaios experimentais de Rocha *et al.* (2016).

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida por Rocha <i>et al.</i> (2016) [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]	Atenuação obtida por Rocha <i>et al.</i> (2016)	Atenuação obtida no corrente estudo
Teste 2	140	109	108	22 %	23 %
Teste 3	140	113	110	19 %	21 %
Teste 11	140	77	77	45 %	45 %
Teste 12	140	84	83	40 %	41 %

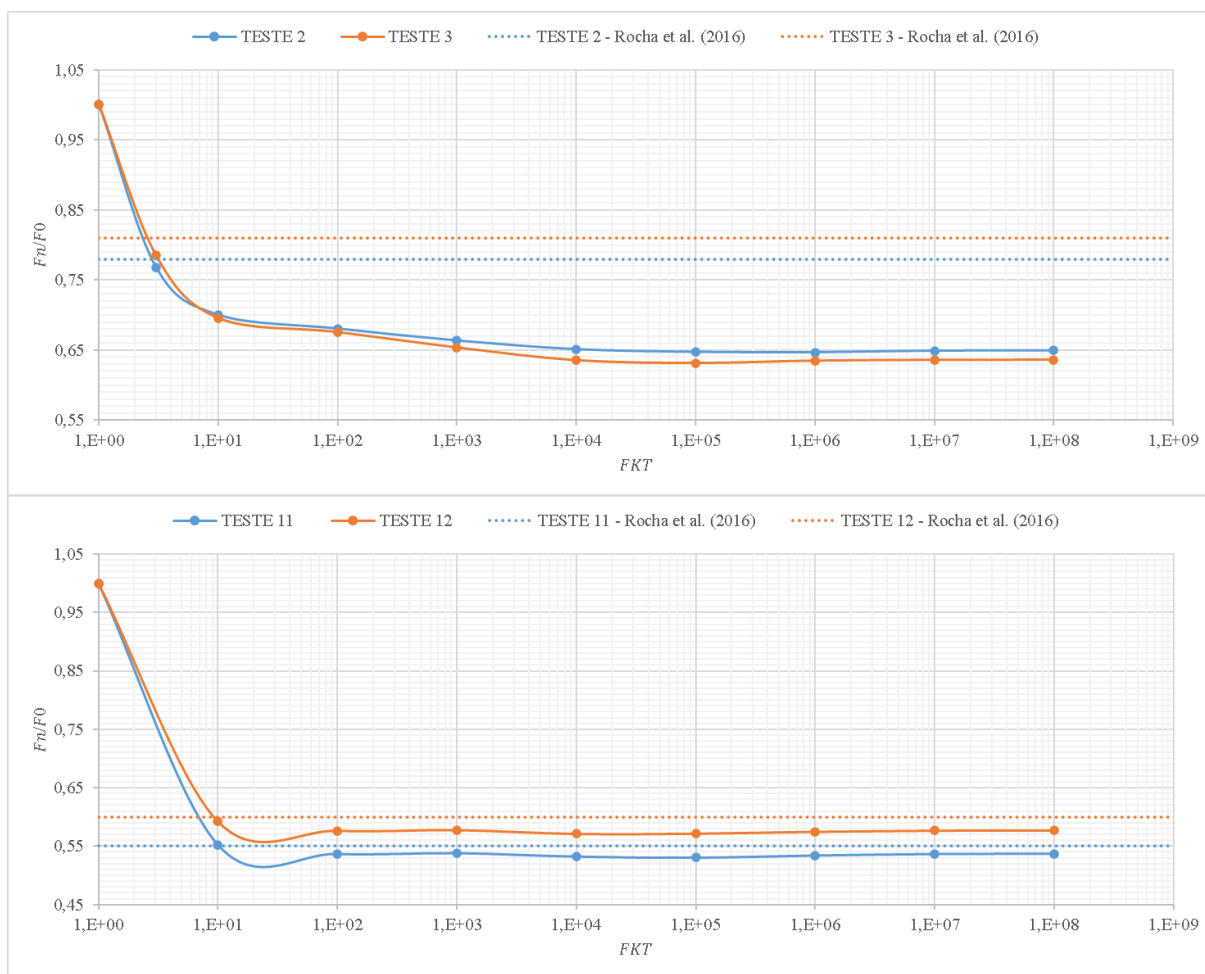
Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: os valores de atenuação mostrados na Tabela 5.13 dizem respeito aos parâmetros de $FKT = 3,00 \times 10^0 \text{ kN/m}^3$ (Teste 2 e Teste 3) e $FKT = 1,00 \times 10^1 \text{ kN/m}^3$ (Teste 11 e Teste 12), ambos situados no interior da faixa de transição entre a situação de deslizamento livre e de aderência perfeita (ver item 3.3.1), o qual demonstrou melhor correspondência com os valores referenciais.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 5.13, as curvas de atenuação relacionadas com a variação do módulo de rigidez transversal (FKT) são mostradas na Figura 5.19, em conjunto com os resultados experimentalmente de Rocha *et al.* (2016), mantidos como constante ao longo do intervalo por não ser possível relacionar com algum valor específico de

rigidez. Em todos os modelos, verificaram-se as mesmas tendências da seção anterior (vide 5.1.4): acréscimo de atenuação com aumento de FKT e patamar de estagnação alcançado logo nos menores valores da faixa simulada.

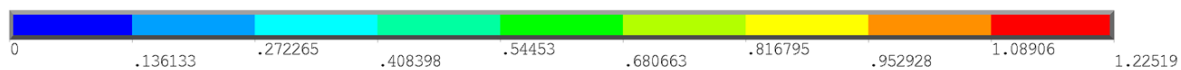
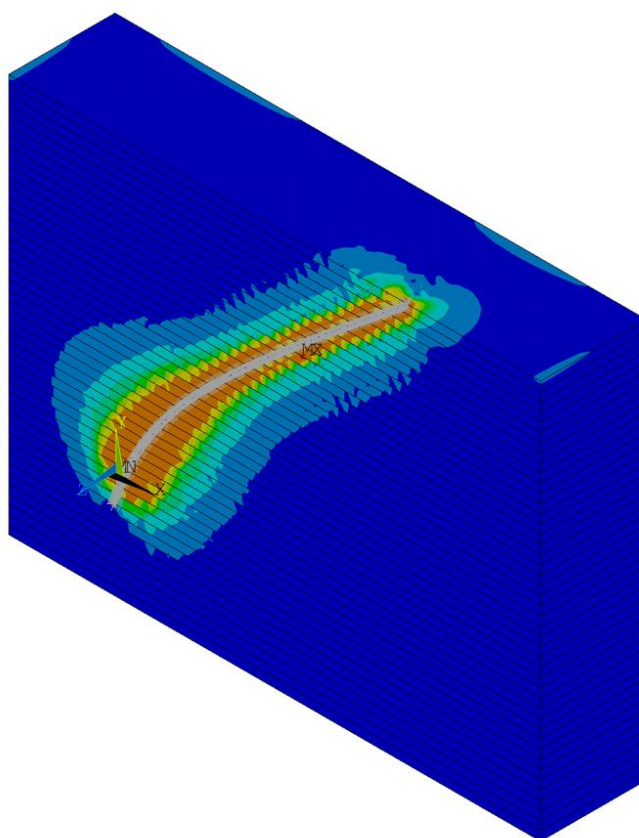
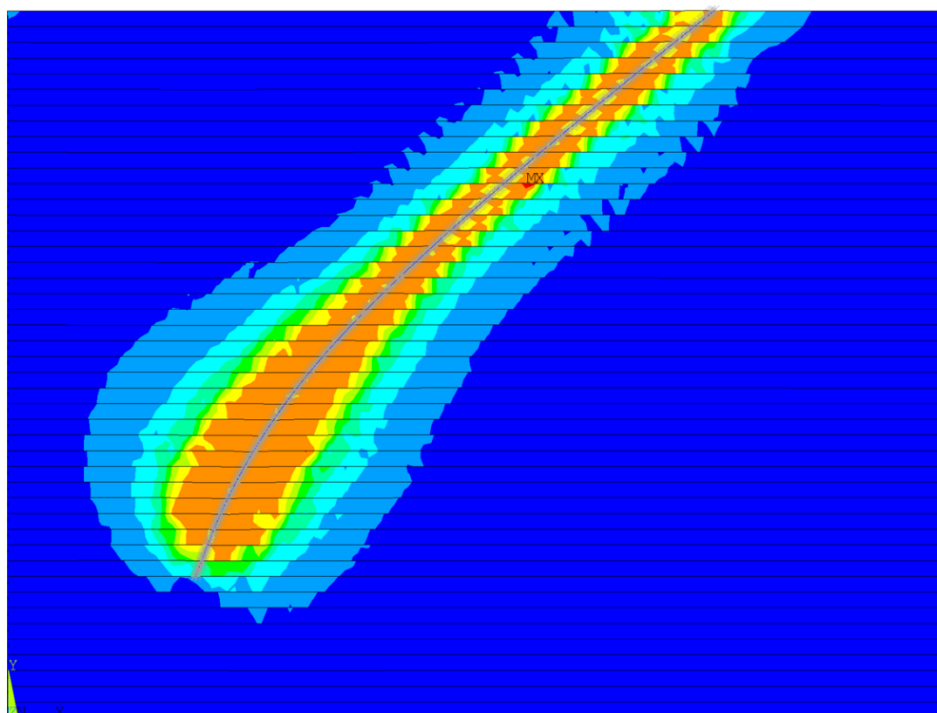
Figura 5.19 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações dos ensaios de Rocha *et al.* (2016).



Fonte: elaborada para este trabalho.

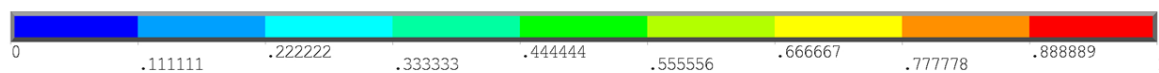
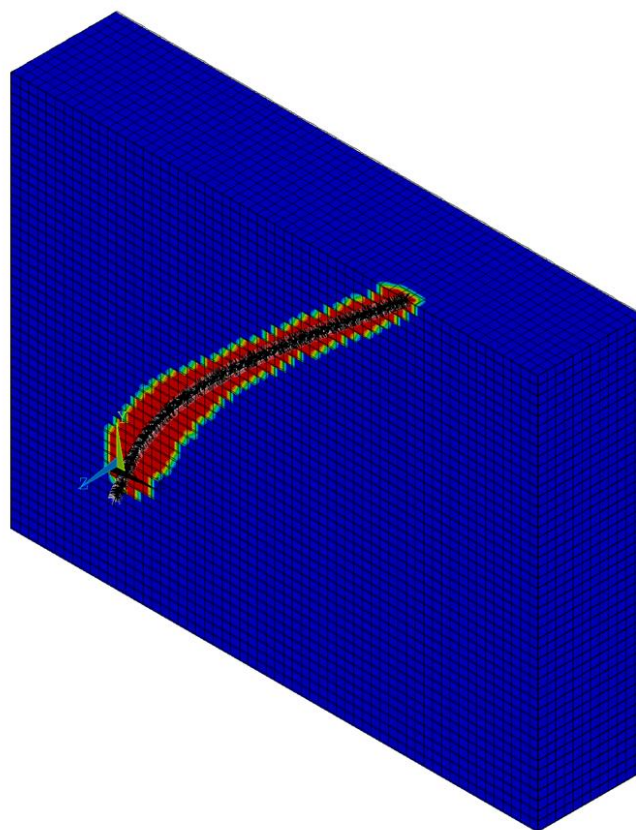
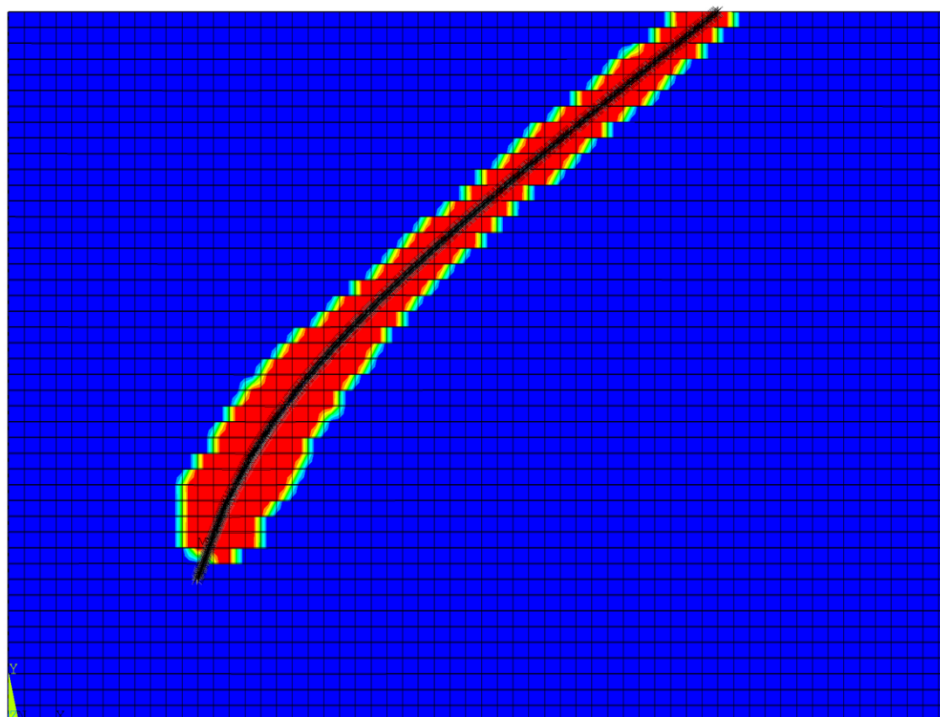
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são mostradas na sequência que compreende a Figura 5.20 até a Figura 5.27. O caso escolhido para ilustração faz referência aos parâmetros FKT correspondentes aos resultados obtidos na Tabela 5.13.

Figura 5.20 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 2: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



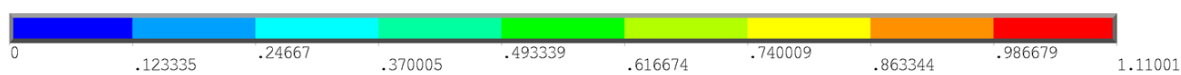
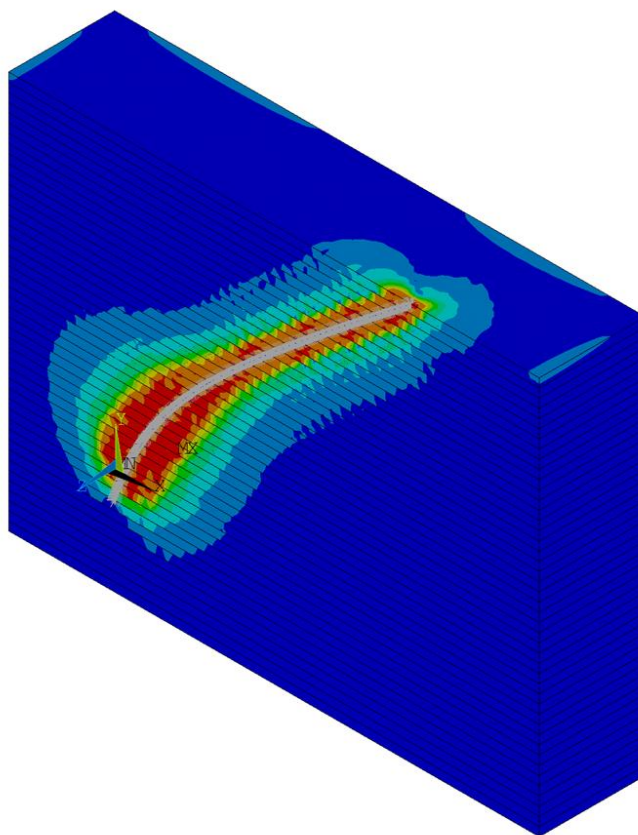
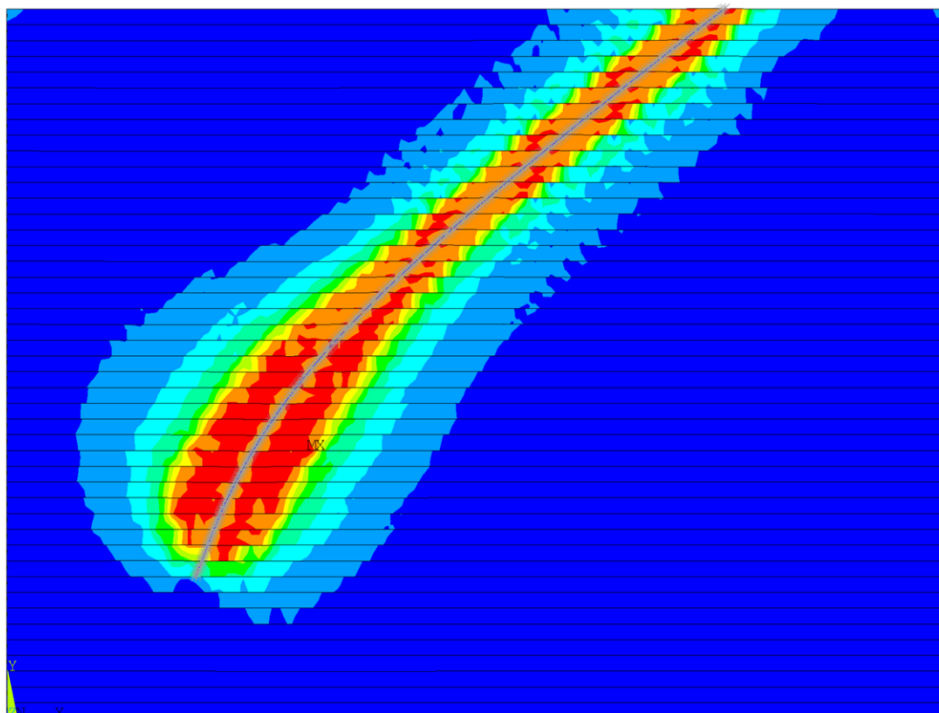
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.21 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 2: vistas frontal e isométrica.



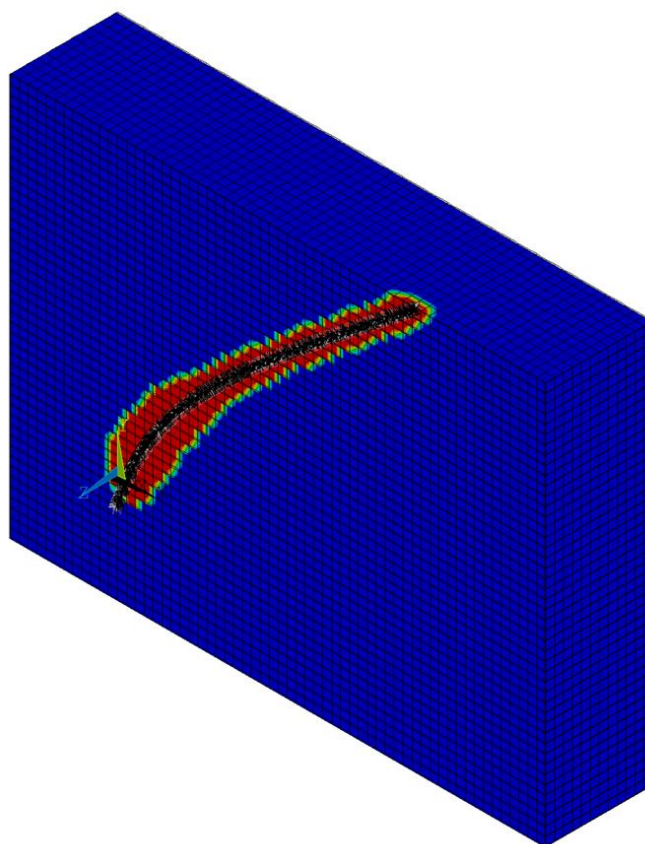
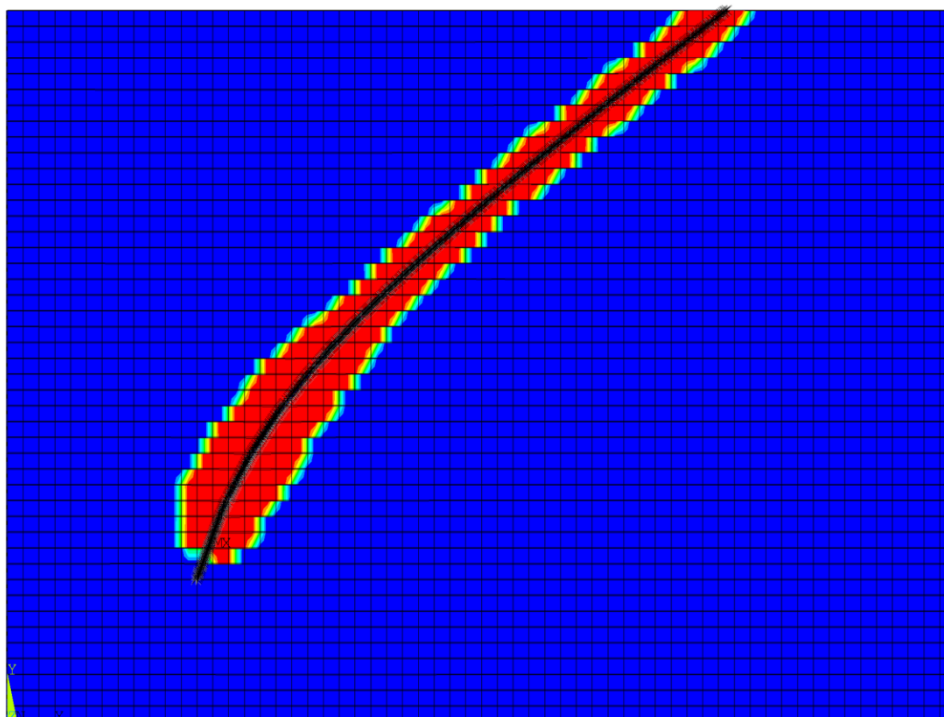
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.22 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 3: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



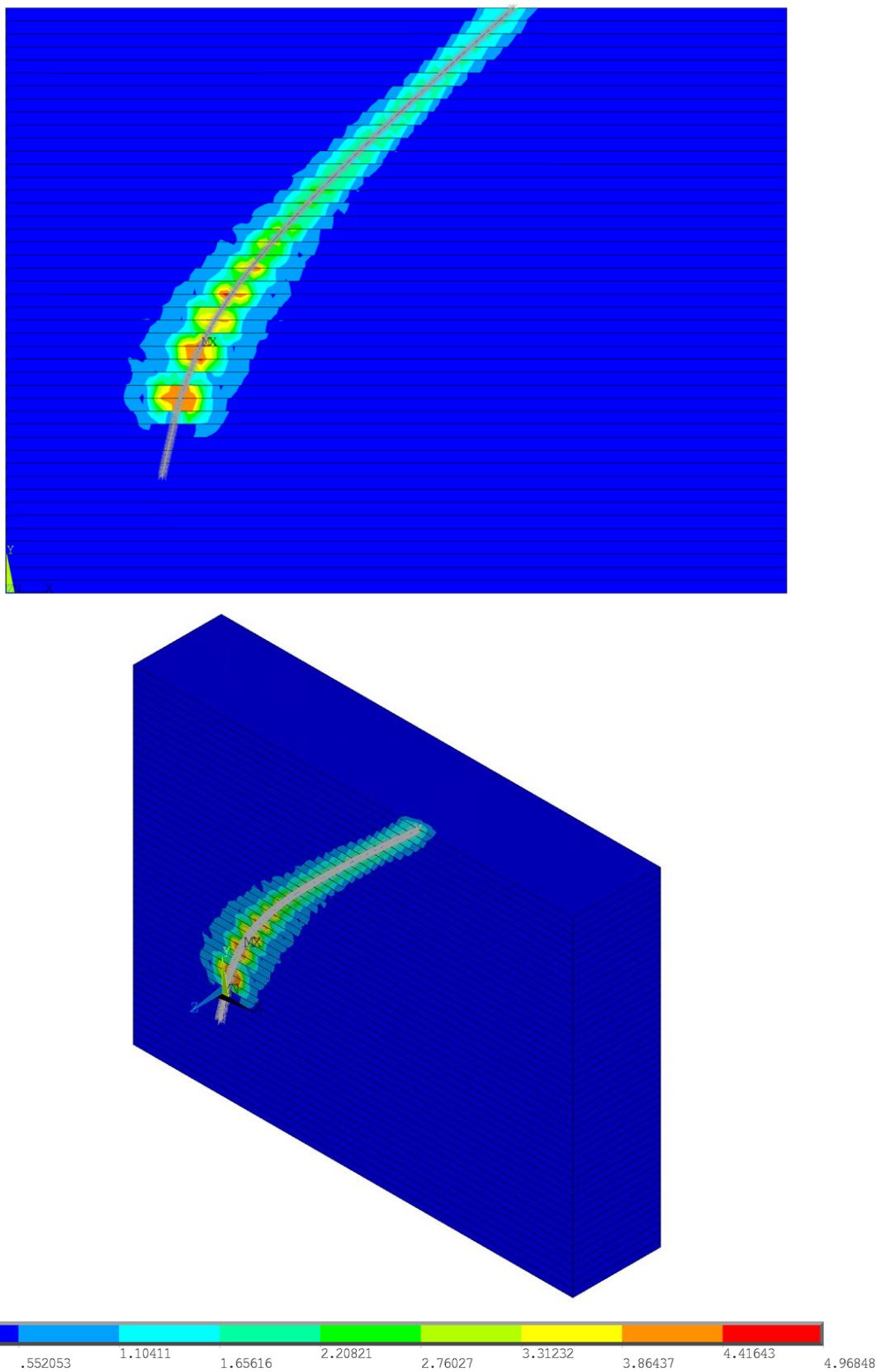
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.23 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 3: vistas frontal e isométrica.



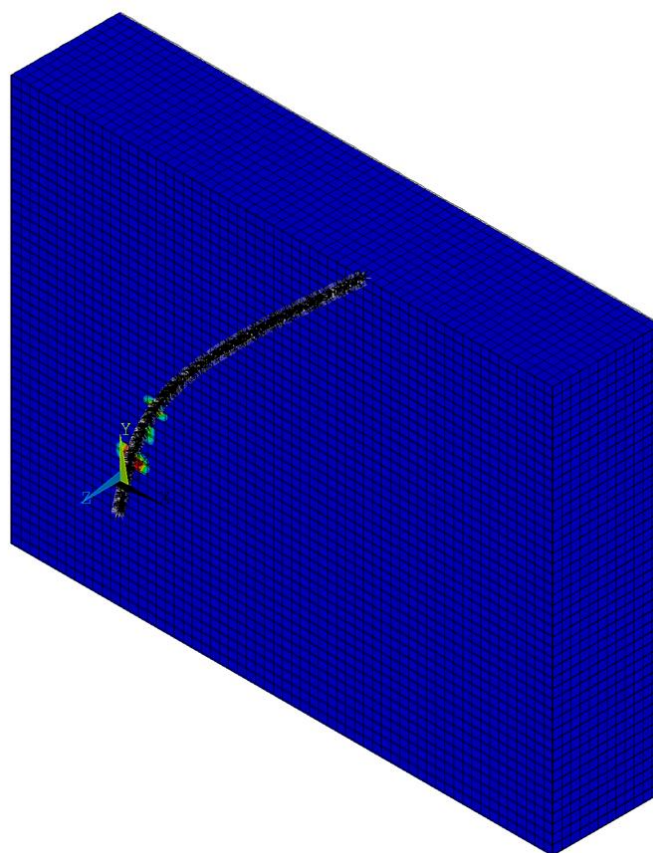
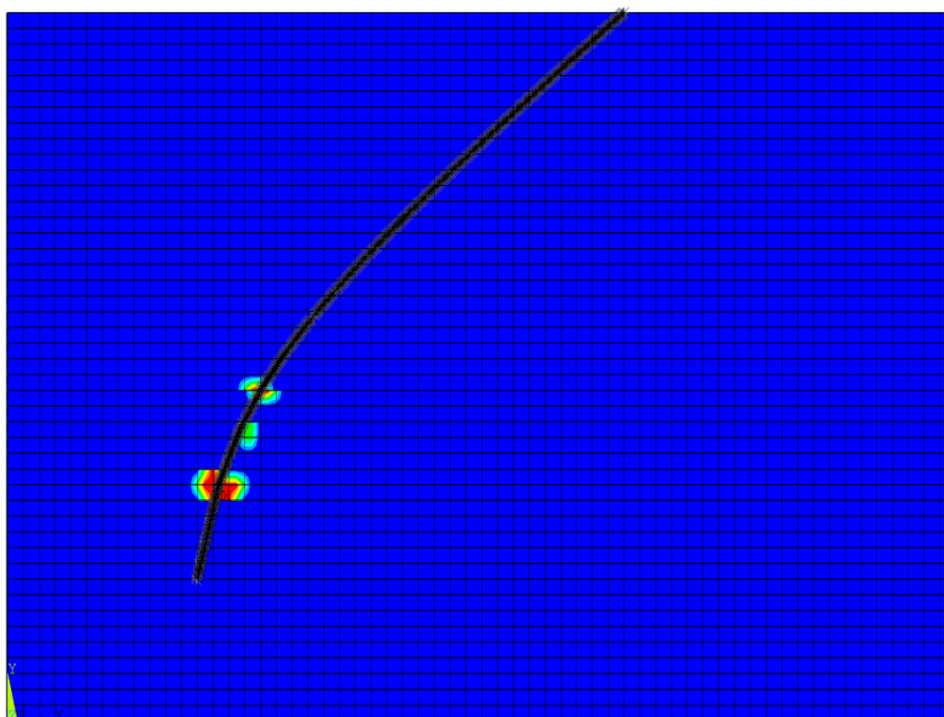
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.24 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 11: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



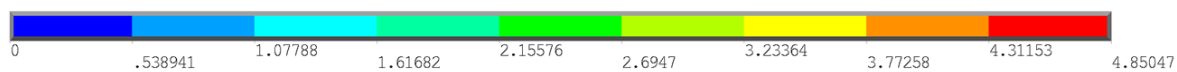
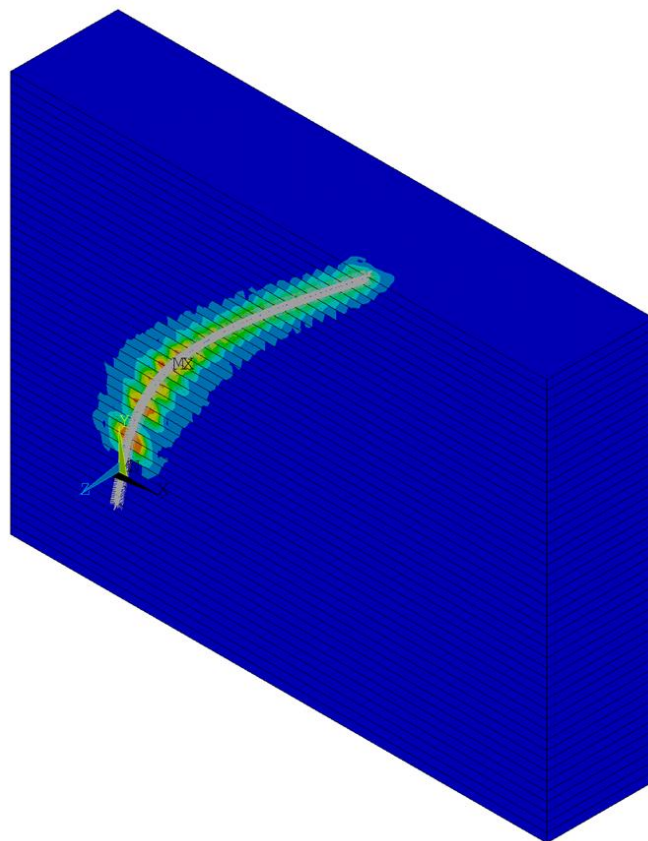
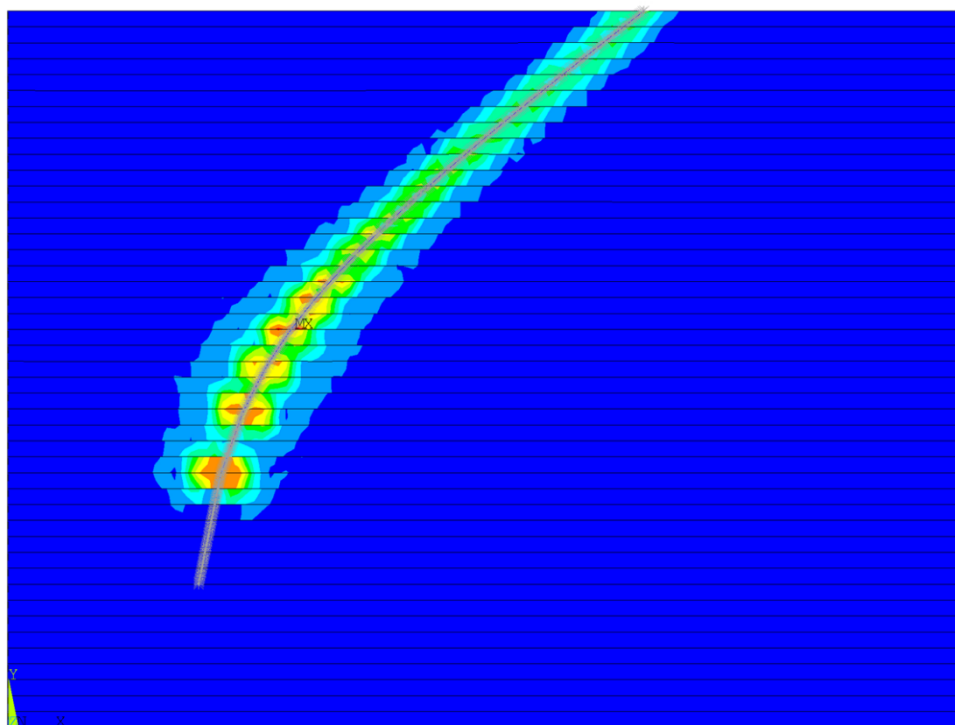
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.25 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 11: vistas frontal e isométrica.



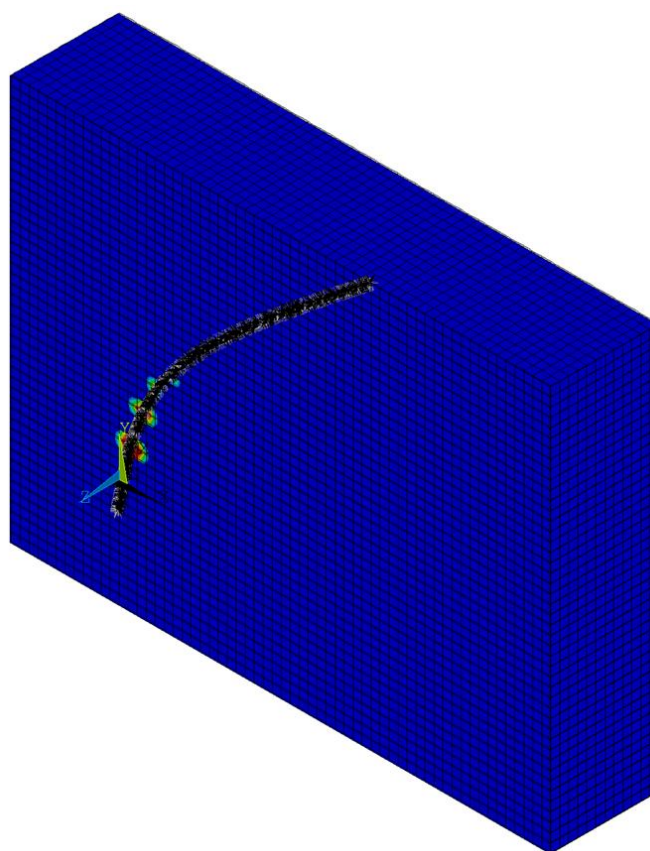
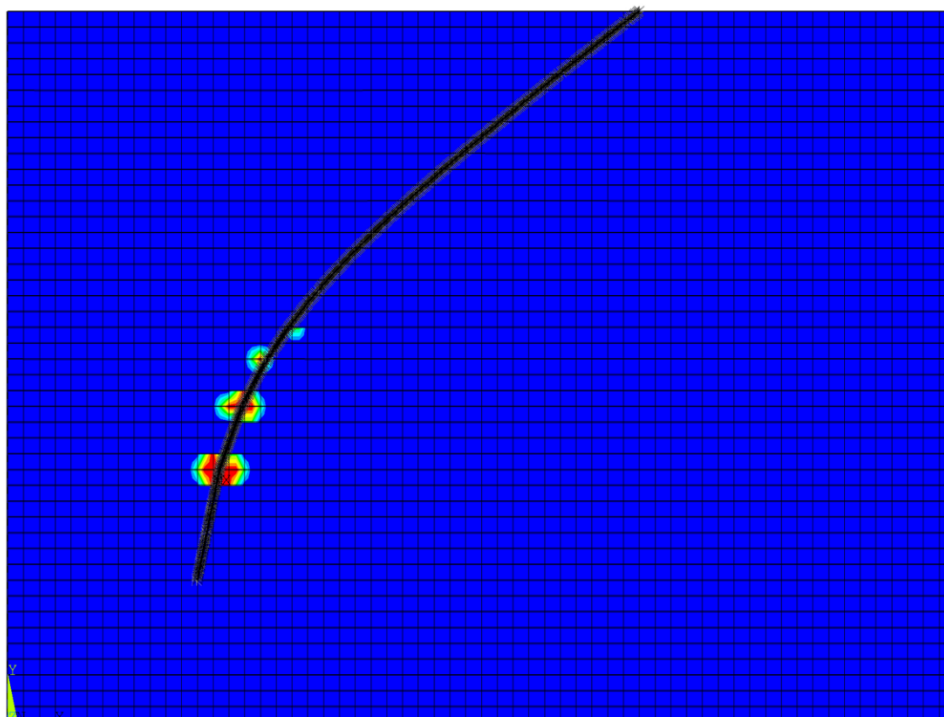
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.26 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o Teste 12: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.27 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o Teste 12: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

A partir dos resultados exibidos na Tabela 5.13 e o grupo de figuras mostrado (Figura 5.20 até Figura 5.27), é possível analisar:

- a) assim como nos ensaios experimentais, a magnitude de atenuação para o Teste 2 e Teste 3 é menor do que no Teste 11 e Teste 12. O principal fator a ser apontado como responsável pela diferenciação é a resistência não-drenada do solo: quanto maior, promove mais dissipação de carga;
- b) o parâmetro de rigidez FKT para apresentação de resultados que retornem percentuais de atenuação mais próximos aos evidenciados experimentalmente foi ligeiramente maior para os Testes 11 e 12 em relação aos Testes 2 e 3, o que demonstra a influência da resistência não-drenada também nas propriedades de interface. No que concerne ao comparativo, a maior diferença percentual absoluta foi de 2% para o Teste 3, demonstrando concordância na determinação de atenuação;
- c) ao avaliar os contornos em termos de Tensão Equivalente de Von Mises, nos Testes 2 e 3 é visualizada maior perturbação de solo no entorno da corrente, quando em comparação com os Testes 11 e 12;
- d) a indicação anterior fica ainda mais evidente ao examinar as Razões de Plastificação: os modelos com solo mais resistente apresentam falha em uma região específica de inflexão da catenária inversa, evidenciando a influência da geometria da linha embutida.

5.3 MODELO DE BRAUN *ET AL.* (2018)

O terceiro grupo de modelos utilizados para validação faz referência ao trabalho de Braun *et al.* (2018), previamente discutido no subitem 3.3. Nas seções textuais a seguir, constam informações adicionais sobre a modelagem desenvolvida no presente trabalho e avaliações iniciais sobre os resultados obtidos.

5.3.1 Parâmetros de entrada

Com base nos cenários originalmente propostos por Braun *et al.* (2018), os dados de entrada que caracterizam as propriedades do solo são mostrados na Tabela 5.14:

Tabela 5.14 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes ao estudo numérico de Braun *et al.* (2018).

Parâmetro	Descrição	Valor			Unid.
		H 15	H 20	H25	
S_u	resistência não-drenada	1,4(y)			kN/m^2
β_{solo}	adimensional de rigidez	300			—
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u			kN/m^2
ν_{solo}	coeficiente de Poisson	0,495			—
γ_{solo}	peso específico	15,1			kN/m^3
C_{solo}	coesão	1,4(y)			kN/m^2
ϕ_{solo}	ângulo de atrito	0			°
ψ_{solo}	ângulo de dilatância	0			°
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	1,00			—

Fonte: elaborada para este trabalho.

De acordo com o exposto na Tabela 5.14, observa-se que o perfil de solo apresenta resistência não-drenada variável de acordo com a profundidade, em uma taxa linear de $1,4 kPa/m$, típica dos solos argilosos da costa brasileira (revisitar subitem 3.2.2), sendo esta e as demais propriedades reproduzidas tal qual considerado por Braun *et al.* (2018).

Quanto aos dados referentes à linha de ancoragem, a Tabela 5.15 resume os valores empregados.

Tabela 5.15 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes ao estudo numérico de Braun *et al.* (2018).

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
D_{linha}	diâmetro equivalente da corrente	0,24	<i>m</i>
EA_{linha}	rigidez axial equivalente da corrente	$1,1 \times 10^6$	<i>kN</i>

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: o diâmetro equivalente da corrente foi replicado de Braun *et al.* (2018), sendo correspondente a uma corrente com massa unitária de aproximadamente 355 *kg/m*.

A fim de abranger e descrever a interface solo-corrente, os valores utilizados são apresentados na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes ao estudo numérico de Braun *et al.* (2018).

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
$\mu_{interface}$	coeficiente de atrito da interface solo-corrente	0,57735	–
FKT	módulo de rigidez tangencial	$1 \times 10^1 - 1 \times 10^8$	<i>kN/m³</i>
FKN	módulo de rigidez normal	$10^6 \times FKT$	<i>kN/m³</i>

Fonte: elaborada para este trabalho.

Além dos parâmetros expostos acima, considera-se a existência de uma coluna d'água com altura de 2135m. Como explicado no subitem 4.5, esse carregamento é considerado na etapa de estabelecimento das condições iniciais do modelo, convertido em uma tensão aplicada com valor de $\sigma_w = 21350 \text{ kN/m}^2$.

5.3.2 Representação da catenária inversa

Para a determinação das coordenadas da catenária inversa no terceiro estudo, foram utilizadas as Equações (5.4), (5.5) e (5.6), disponibilizadas no próprio trabalho de Braun *et al.* (2018), para os modelos nomeados como *H 15*, *H 20* e *H 25*, respectivamente:

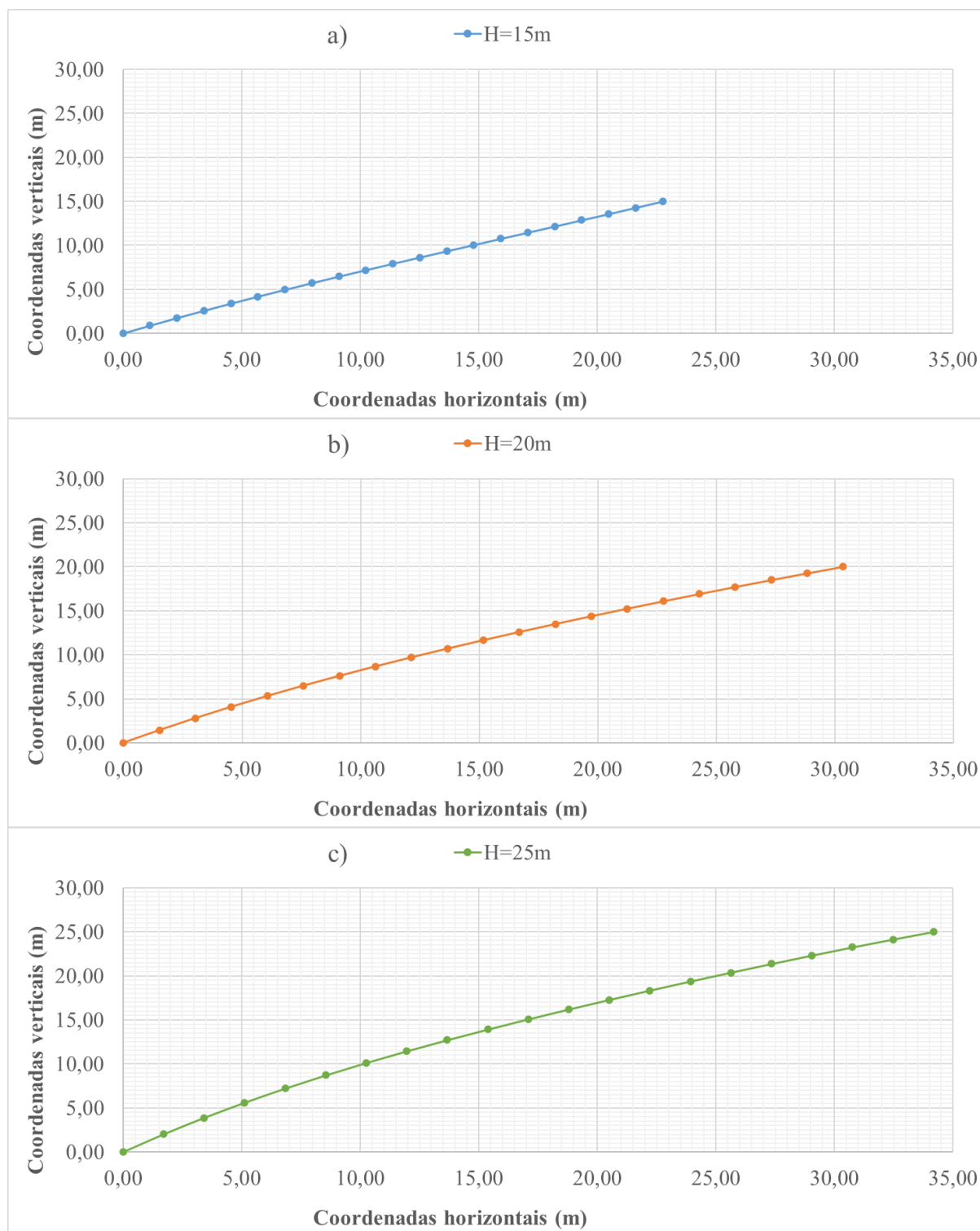
$$y(x) = -15 + (0,7939)x - (0,0117)x^2 + (0,0003)x^3 - (2 * 10^{-6})x^4 \quad (5.4)$$

$$y(x) = -20 + (0,9791)x - (0,0190)x^2 + (0,0004)x^3 - (4 * 10^{-6})x^4 \quad (5.5)$$

$$y(x) = -25 + (1,2323)x - (0,0304)x^2 + (0,0007)x^3 - (7 * 10^{-6})x^4 \quad (5.6)$$

Com base nas equações acima, os formatos de catenária inversa são ilustrados na Figura 5.28. De acordo com Braun *et al.* (2018), os polinômios de quarto grau são determinados por meio da aplicação do Método dos Mínimos Quadrados aos dados típicos originários dos sistemas de ancoragem na costa brasileira.

Quanto às catenárias simuladas, cabe registrar a diferença com os formatos obtidos nos ensaios em escala reduzida de Rocha *et al.* (2016), apresentados na seção 5.2.2, e do Programa Petrobras, apresentados na seção 5.4.2. Pelo que indicam os experimentos, existe uma tendência de que a catenária possua uma maior extensão vertical do que horizontal e de que o ângulo formado na extremidade inferior (θ_n) seja mais acentuado. As possíveis consequências dessa distinção entre geometria de catenária são tema de estudo no subitem 6.2.

Figura 5.28 – Representação das catenárias de Braun *et al.* (2018).

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 5.28 disponibilizadas no APÊNDICE A.

5.3.3 Dimensões do volume de solo e discretização da malha

Os parâmetros de entrada referentes às dimensões do maciço de solo simulado para o terceiro grupo de modelos são mostrados na Tabela 5.17 (vide Figura 4.7):

Tabela 5.17 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular o estudo numérico de Braun *et al.* (2018).

Identificação do modelo	X_{mac1} (m)	X_{mac2} (m)	Y_{mac1} (m)	Y_{mac2} (m)	Z_{mac1} (m)	Z_{mac2} (m)
<i>H 15</i>	0,00	35,00	0,00	20,00	0,00	10,00
<i>H 20</i>	0,00	45,00	0,00	25,00	0,00	10,00
<i>H 25</i>	0,00	50,00	0,00	30,00	0,00	10,00

Fonte: elaborada para este trabalho.

As informações quanto à discretização da malha de elementos finitos e o total de elementos utilizados em cada modelo são sumarizados na Tabela 5.18. Os parâmetros “*discretsolo*” e “*discretlinha*” foram explicados anteriormente no subitem 4.4.

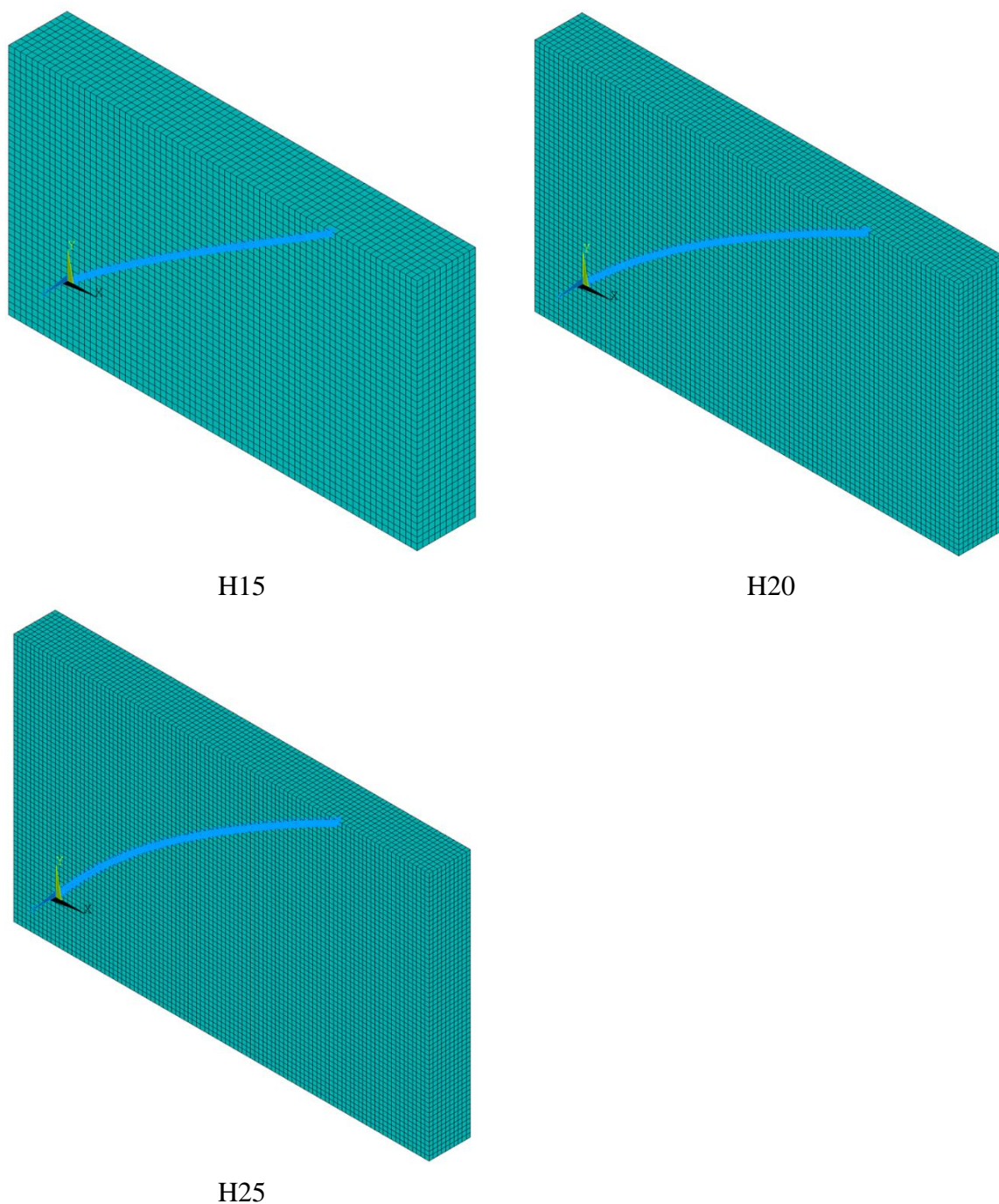
Tabela 5.18 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular o estudo numérico de Braun *et al.* (2018).

Identificação do modelo	<i>discretsolo</i>	<i>discretlinha</i>	<i>SOLID185</i>	<i>LINK180</i>	<i>TARGE170</i>	<i>CONTA175</i>
<i>H 15</i>	0,50m	0,05m	28000	552	2800	553
<i>H 20</i>			45000	739	4500	740
<i>H 25</i>			60000	862	6000	863

Fonte: elaborada para este trabalho.

No que diz respeito ao aspecto final do modelo de elementos finitos, a Figura 5.29 ilustra os cenários simulados.

Figura 5.29 – Modelo de elementos finitos para simular o estudo numérico de Braun *et al.* (2018).



Fonte: elaborada para este trabalho.

5.3.4 Análise da atenuação de carga e das tensões no solo

Uma vez estabelecidos os parâmetros de entrada conforme apresentado no subitem 5.3.1, foram simulados os três casos denominados *H 15*, *H 20* e *H 25*. Neste terceiro estudo, a magnitude

da força aplicada na extremidade livre da linha de ancoragem (F_0) equivale ao mesmo valor para todos os modelos e a principal distinção reside na profundidade de ancoragem, que influencia tanto no perfil da catenária inversa quanto na resistência do solo ao longo deste.

Desta forma, a Tabela 5.19 evidencia as resultantes e atenuações obtidas no ponto de ancoragem. Para complementação dos resultados, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal (FKT) são mostradas na Figura 5.30 na sequência, juntamente com a curva retirada de Braun *et al.* (2018) para o modelo H 15 e os valores pontuais citados no mesmo trabalho. Em contraste às seções anteriores (itens 5.1.4 e 5.2.4), é possível visualizar curvas de atenuação com três zonas características bem definidas: dois patamares de comportamento (deslizamento livre e aderência total) e região de transição. Novamente e como esperado, o aumento de FKT culmina em acréscimo de atenuação.

Tabela 5.19 – Resultantes e atenuação no estudo de Braun *et al.* (2018).

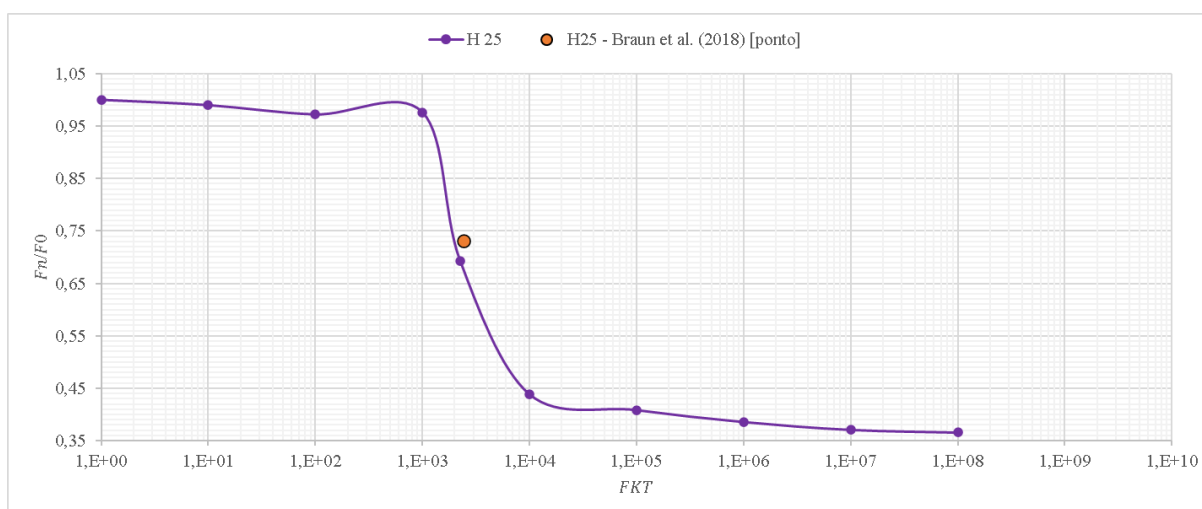
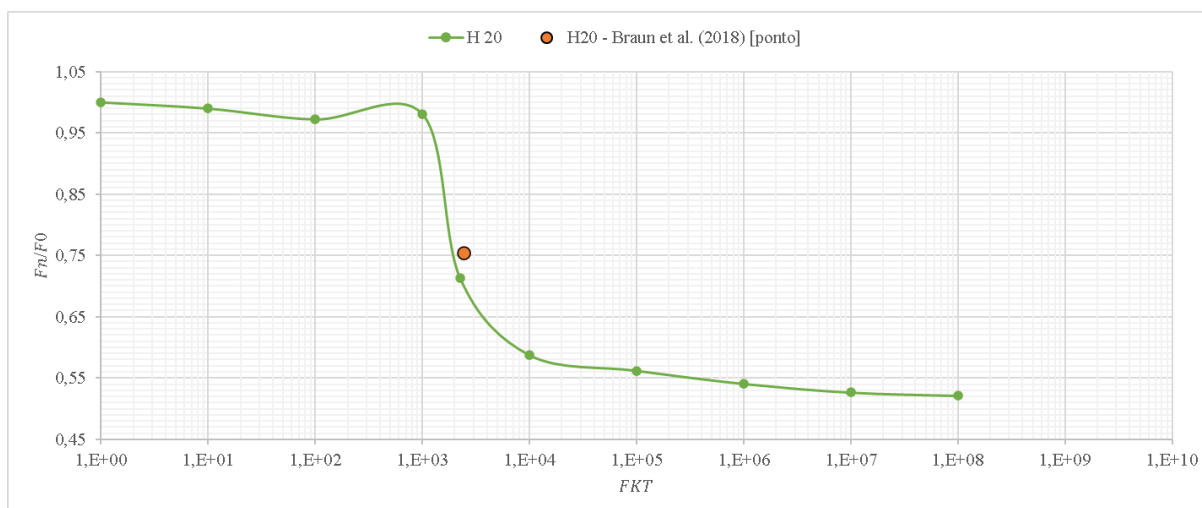
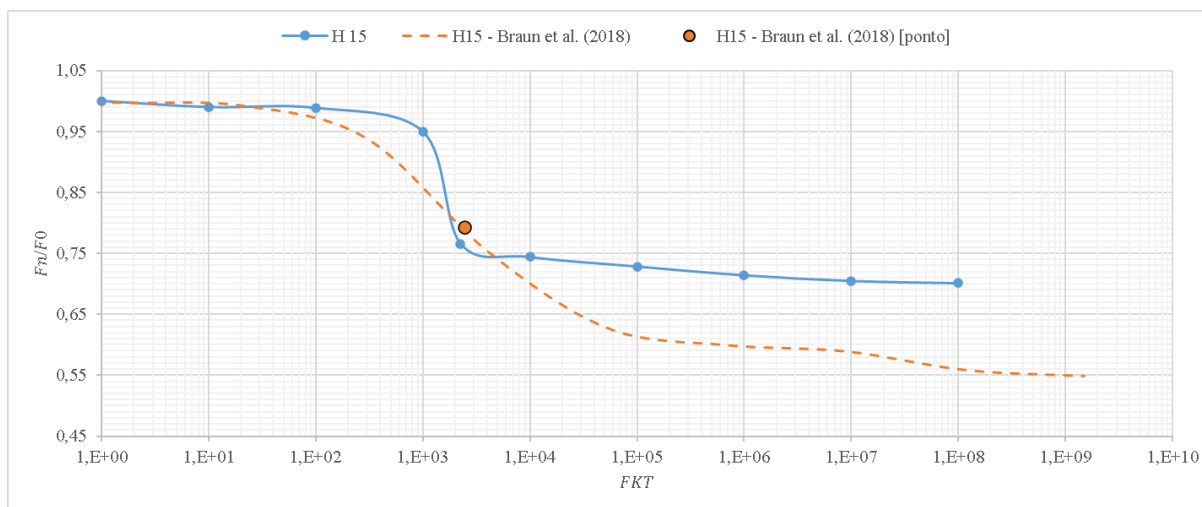
Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [kN]	Resultante obtida por Braun <i>et al.</i> (2018) [kN]	Resultante obtida no corrente estudo [kN]	Atenuação obtida por Braun <i>et al.</i> (2016)	Atenuação obtida no corrente estudo
H 15	4000	3172	3061	20,7 %	23,5 %
H 20	4000	3016	2853	24,6 %	28,7 %
H 25	4000	2928	2774	26,8 %	30,7 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: os valores de atenuação mostrados na Tabela 5.19 dizem respeito ao parâmetro $FKT = 2,25 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$, situado no interior da faixa de transição entre a situação de deslizamento livre e de aderência perfeita (ver item 3.3.1), o qual demonstrou melhor correspondência com os valores referenciais.

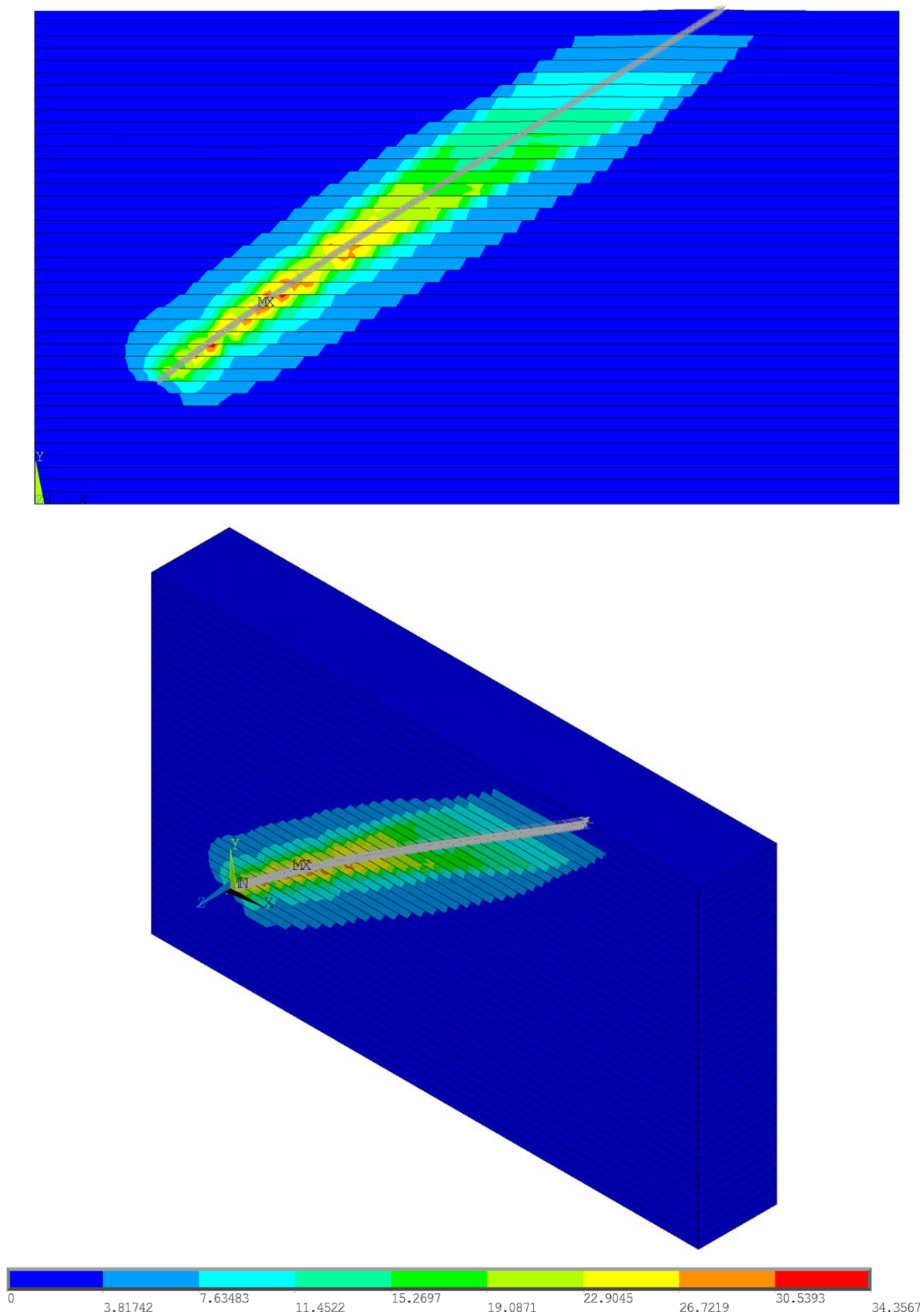
Por fim, as distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são mostradas na sequência que compreende a Figura 5.31 até a Figura 5.36. O caso escolhido para ilustração refere-se ao parâmetro FKT correspondente aos resultados obtidos na Tabela 5.19.

Figura 5.30 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações do estudo de Braun *et al.* (2018).



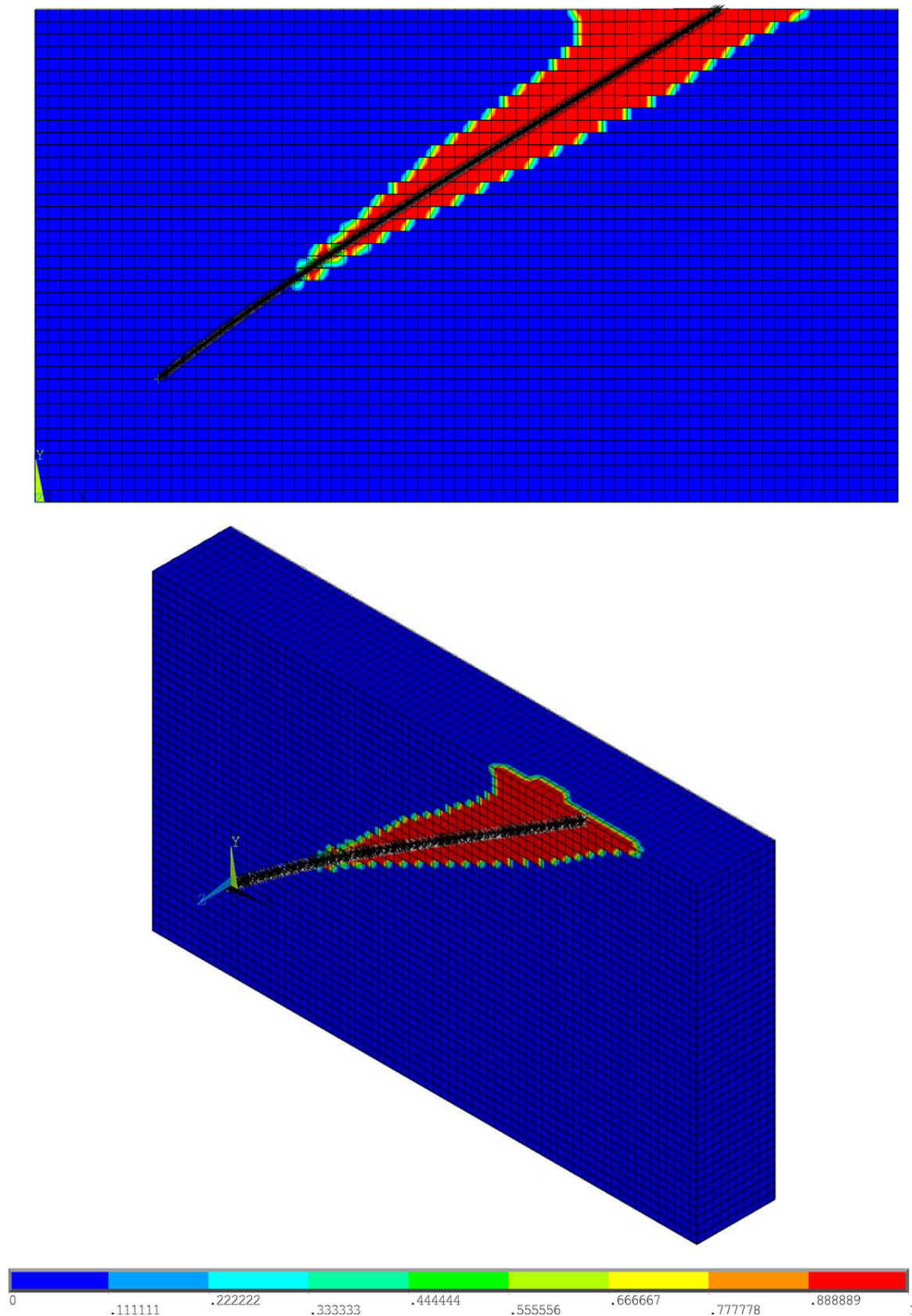
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.31 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo *H 15*: vistas frontal e isométrica (unid. em *kPa*).



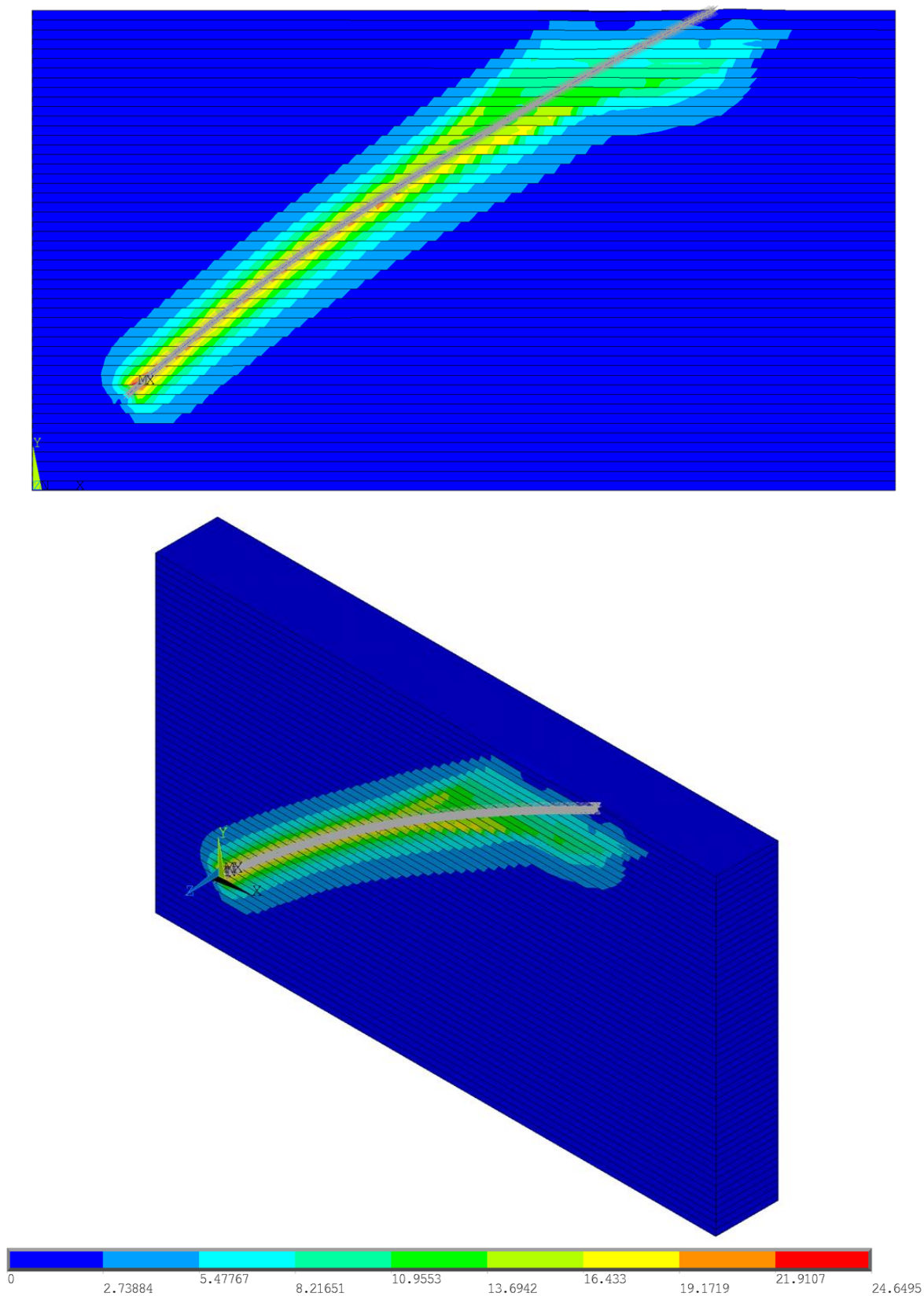
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.32 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo *H* 15: vistas frontal e isométrica.



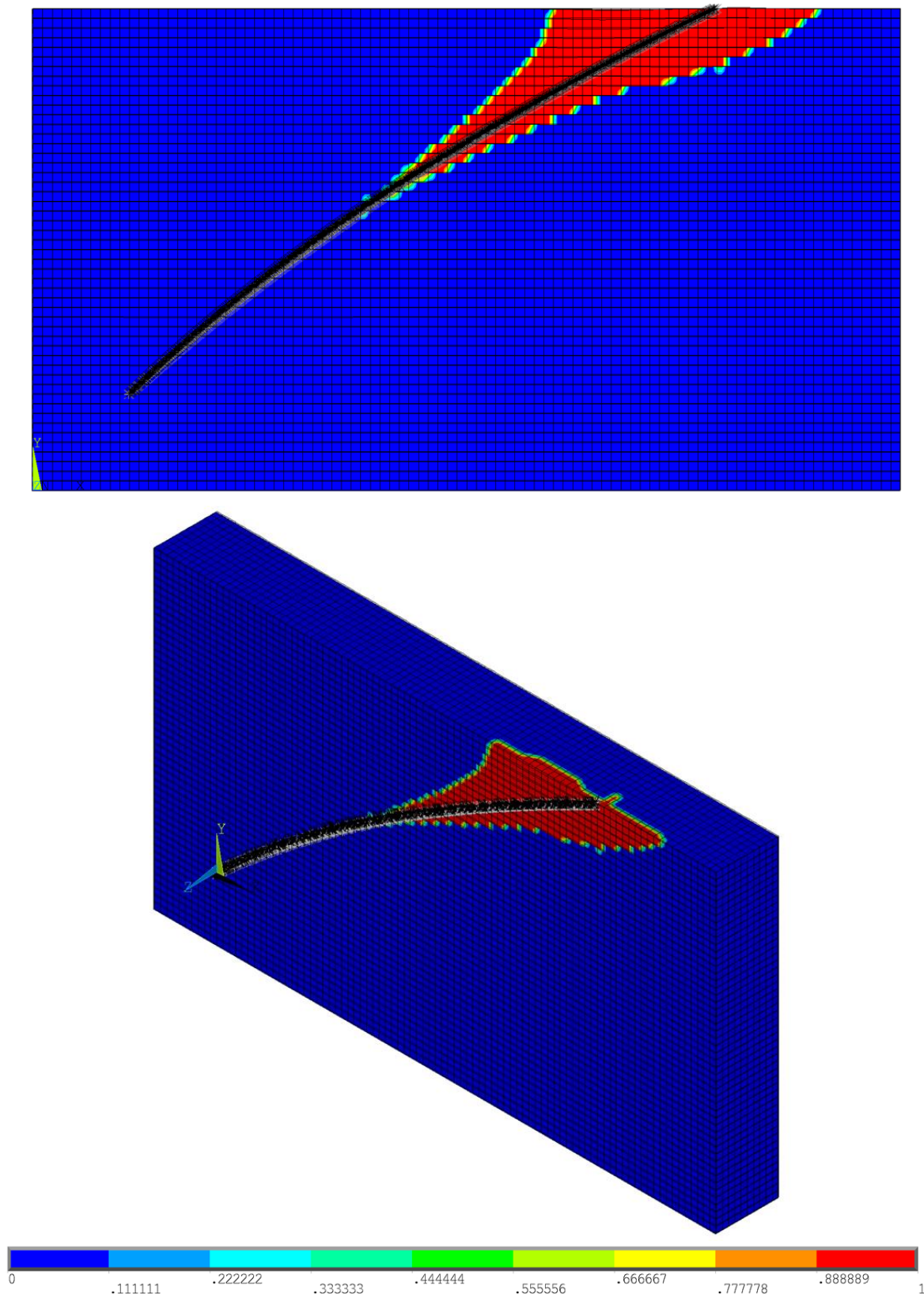
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.33 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo *H 20*: vistas frontal e isométrica (unid. em *kPa*).



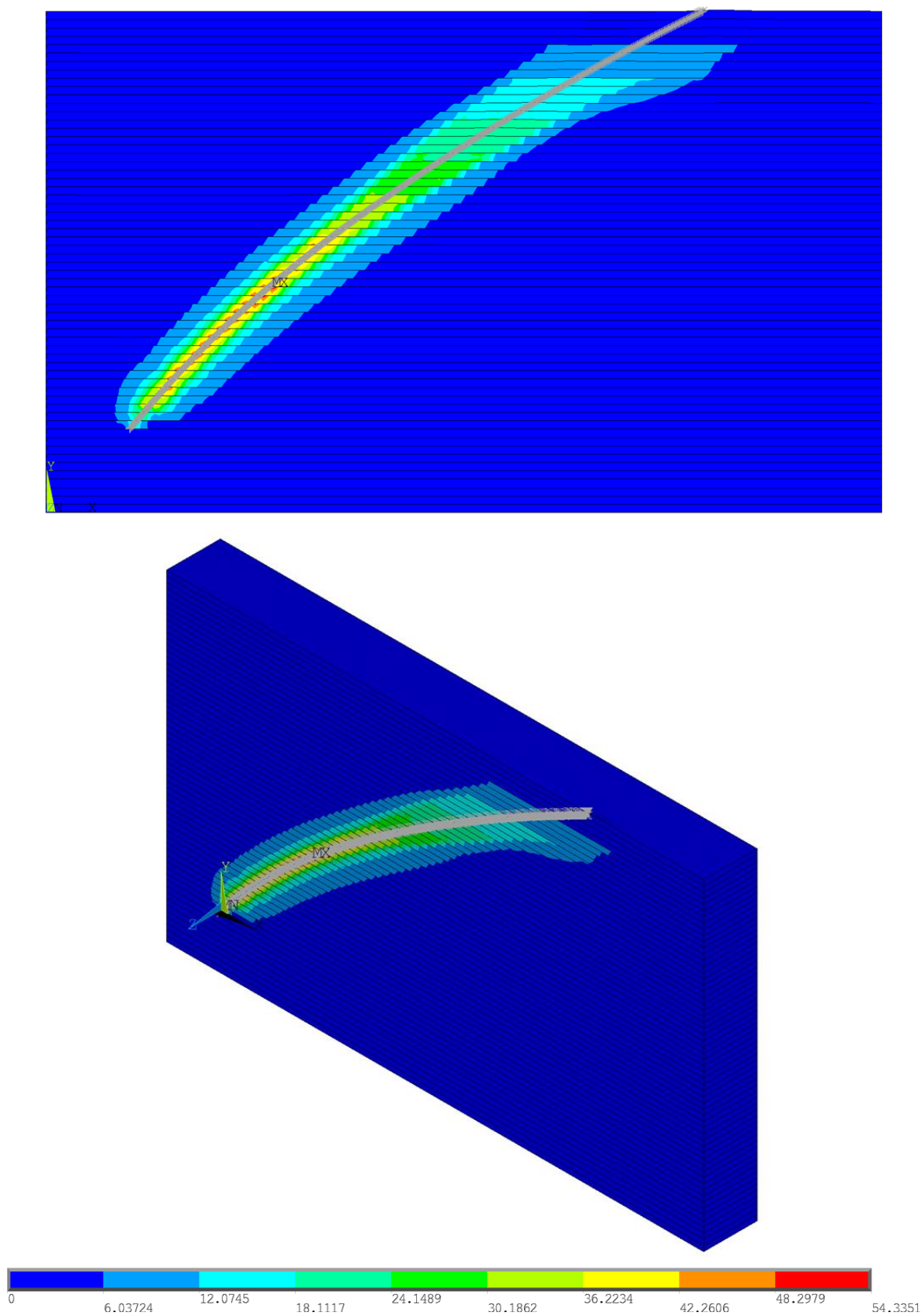
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.34 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo *H 20*: vistas frontal e isométrica.



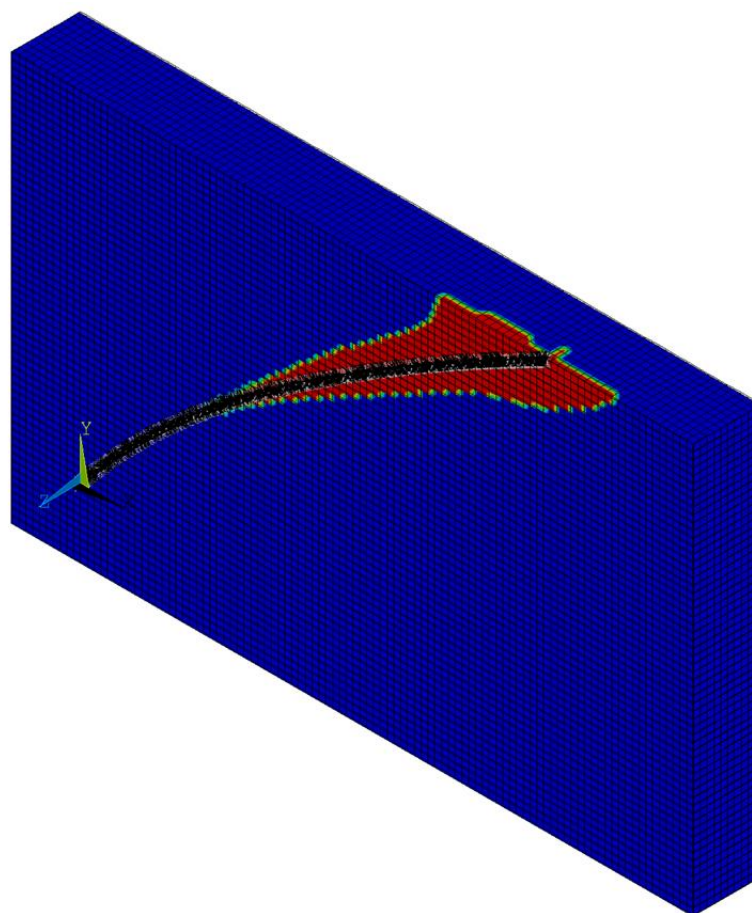
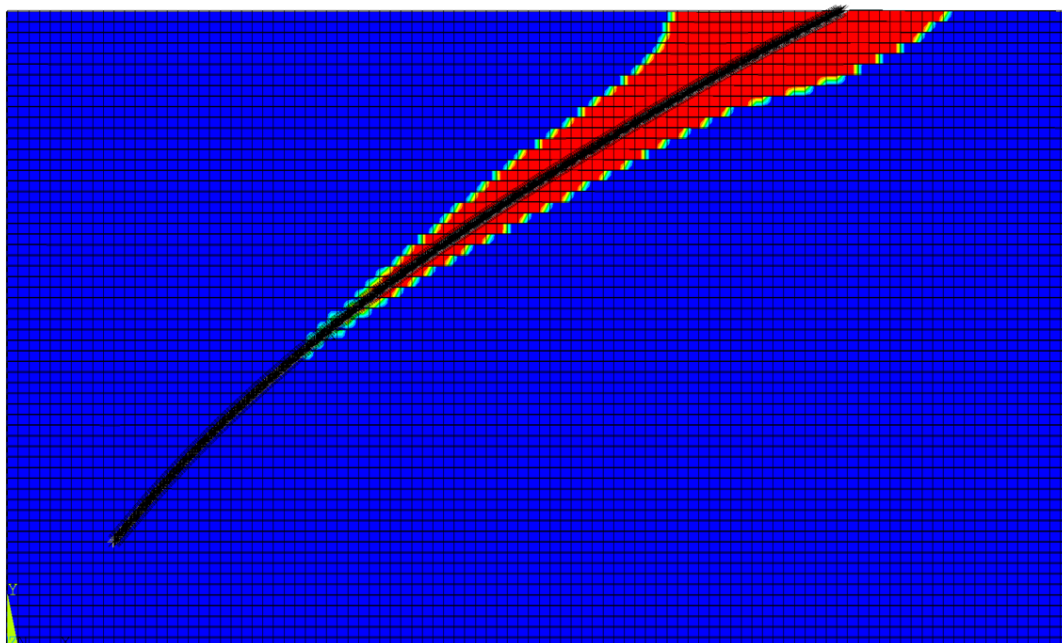
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.35 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo *H 25*: vistas frontal e isométrica (unid. em *kPa*).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.36 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo *H* 25: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Como discussão dos resultados apresentados na Tabela 5.19 e o conjunto de figuras mostradas (Figura 5.31 até Figura 5.36), pontua-se:

- a) a magnitude das atenuações calculadas é crescente para os modelos $H 15$, $H 20$ e $H 25$, expondo uma relação direta com a profundidade modelada para o ponto de ancoragem,
- b) o parâmetro de rigidez FKT para ilustração de resultados que correspondam mais proximamente à referência é mantido constante para todos os modelos. Ao contrastar os resultados, tem-se a maior diferença percentual absoluta de 4,10% para o modelo $H 20$, indicando a conformidade nas atenuações obtidas;
- c) ao analisar os contornos em termos de Tensão Equivalente de Von Mises, a perturbação do solo no entorno da linha de ancoragem embutida é semelhante para todos os modelos, se estendendo desde a extremidade superior até a inferior;
- d) todavia, ao observar a Razão de Plastificação, verifica-se concentração de solo falhando na extremidade superior e menor abrangência desta região com o aumento da profundidade do ponto de ancoragem.

5.4 TESTES DO PROGRAMA PETROBRAS

O quarto conjunto de modelos para validação engloba os testes de campo do programa Petrobras, em conformidade com o que foi detalhado no subitem 3.4. A partir deste ponto, são incorporadas informações mais detalhadas ao modelo numérico desenvolvido no presente trabalho, acompanhadas de uma análise preliminar dos resultados obtidos.

5.4.1 Parâmetros de entrada

Para os casos desenvolvidos nesta seção, os parâmetros de entrada relativos aos dados do solo são apresentados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 - Parâmetros de entrada referentes ao solo, correspondentes aos testes de campo do programa Petrobras.

Parâmetro	Descrição	Valores (CABO 3 e CABO 4)				Unid.
		A11	A30	B11	B30	
S_u	resistência não-drenada	1,4 (1 + γ)	1,4 (1 + γ)	4,2	4,2	kN/m^2
β_{solo}	adimensional de rigidez	300	300	300	300	–
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u	300 S_u	300 S_u	300 S_u	kN/m^2
ν_{solo}	coeficiente de Poisson	0,495				–
γ_{solo}	peso específico	18,00				kN/m^3
C_{solo}	coesão	1,4 (1 + γ)	1,4 (1 + γ)	4,2	4,2	kN/m^2
ϕ_{solo}	ângulo de atrito	0				°
ψ_{solo}	ângulo de dilatância	0				°
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	1,00				–

Fonte: elaborada para este trabalho.

De forma análoga ao que foi considerado no subitem 5.2.1 para os ensaios de Rocha *et al.* (2016), investigaram-se dois perfis de solo: o perfil “A”, que considera a variação da resistência não-drenada ao longo da profundidade, partindo de um valor inicial de $1,4 kN/m^2$, e o perfil “B”, que considera a resistência não-drenada como constante. Enquanto o primeiro perfil está de acordo com o que foi mostrado em 3.4.2 (de acordo com caracterização das propriedades do solo), o segundo objetiva observar a influência da consideração de uma resistência não-drenada média no nível de atenuação resultante.

No que tange aos dados da linha de ancoragem, a Tabela 5.21 sintetiza os valores utilizados.

Tabela 5.21 - Parâmetros de entrada da linha de ancoragem, correspondentes aos testes de campo do programa Petrobras.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
D_{linha}	diâmetro equivalente da corrente	0,0225	m
EA_{linha}	rigidez axial equivalente da corrente	$4,28 \times 10^3$	kN

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: o diâmetro equivalente da corrente foi calculado conforme explicado previamente no item 4.3.2, admitindo uma corrente com massa unitária de $3,12 \text{ kg/m}$, utilizada nos ensaios testes de campo do programa Petrobras.

Para completar e representar a interface solo-corrente, são compreendidos os valores mostrados na Tabela 5.22. Como é possível verificar, foram estudadas duas possibilidades para caracterização do atrito da interface: $\theta_{interface} = 11^\circ$, resultando em $\mu_{interface} = 0,2$, e $\theta_{interface} = 30^\circ$, resultando em $\mu_{interface} = 0,57735$.

Tabela 5.22 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos testes de campo do programa Petrobras.

Parâmetro	Descrição	Valores (CABO 3 e CABO 4)				Unid.
		A11	A30	B11	B30	
$\mu_{interface}$	coeficiente de atrito da interface solo-corrente	0,2	0,57735	0,2	0,57735	kN/m^2
FKT	módulo de rigidez tangencial	$1 \times 10^1 - 1 \times 10^8$				kN/m^3
FKN	módulo de rigidez normal	$10^6 \times FKT$				kN/m^3

Fonte: elaborada para este trabalho.

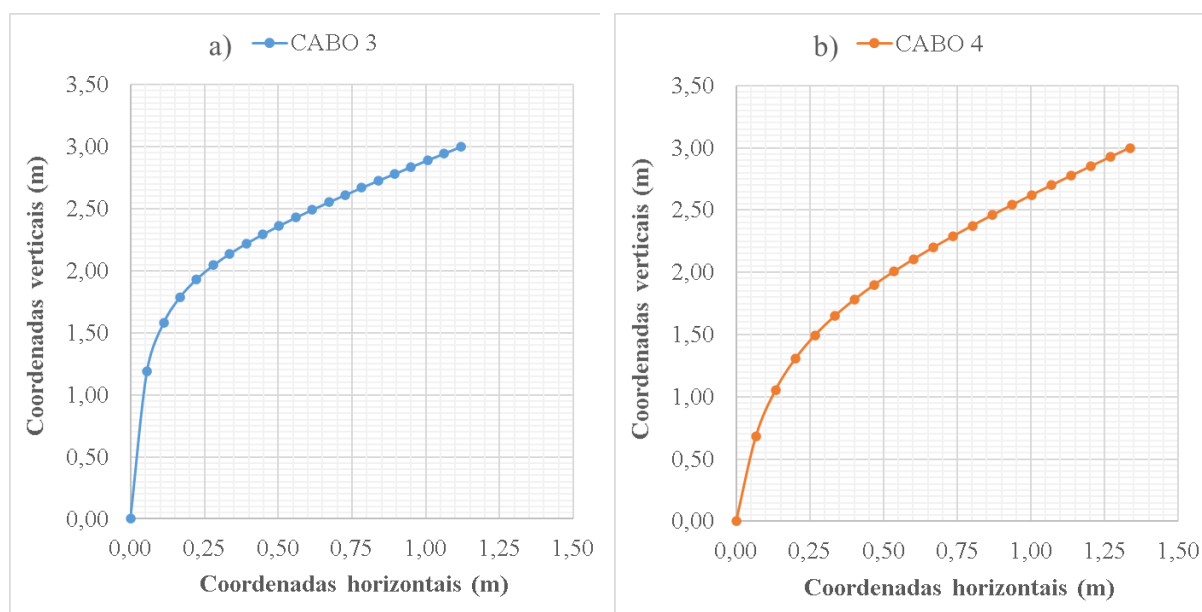
NOTA: a admissão do parâmetro $\theta_{interface} = 11^\circ$ origina-se da utilização deste valor em investigações normalmente conduzidas pela Petrobras no *software* DIGIN.

5.4.2 Representação da catenária inversa

Para o quarto estudo realizado, efetua-se a representação da catenária inversa e consequente obtenção das coordenadas a partir da disponibilização de dados experimentais medidos em campo, tais como a profundidade de ancoragem (H), a retirada gráfica de parâmetros como o ângulo formado na extremidade inferior (θ_0), o ângulo formado na extremidade superior (θ_n) e a distância horizontal entre o ponto de embutimento e o ponto de ancoragem (X_{ddp}), e utilização da Equação (3.6), introduzida anteriormente no item 3.4.1.

Os perfis de linha de ancoragem correspondentes aos casos identificados como CABO 3 e CABO 4 são ilustrados na Figura 5.37. É interessante verificar características particulares deste problema, como o ângulo θ_0 acentuado resultante no ponto de ancoragem (linha de ancoragem quase vertical na extremidade inferior):

Figura 5.37 – Representação das catenárias do programa Petrobras.



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 5.37 disponibilizadas no APÊNDICE A.

5.4.3 Dimensões do volume de solo e discretização da malha

Os parâmetros de entrada referentes às dimensões do maciço de solo idealizado para o quarto estudo realizado são mostrados na Tabela 5.23 (vide Figura 4.7).

Tabela 5.23 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para simular os testes de campo do programa Petrobras.

Identificação do modelo	<i>X</i>mac1 (m)	<i>X</i>mac2 (m)	<i>Y</i>mac1 (m)	<i>Y</i>mac2 (m)	<i>Z</i>mac1 (m)	<i>Z</i>mac2 (m)
CABO 3	0,00	3,00	0,00	4,00	0,00	2,40
CABO 4	0,00	3,00	0,00	4,00	0,00	2,40

Fonte: elaborada para este trabalho.

As informações quanto à discretização da malha de elementos finitos e o total de elementos utilizados em cada modelo são sumarizados na Tabela 5.24. Os parâmetros “*discretsolo*” e “*discretlinha*” foram explicados anteriormente no subitem 4.4.

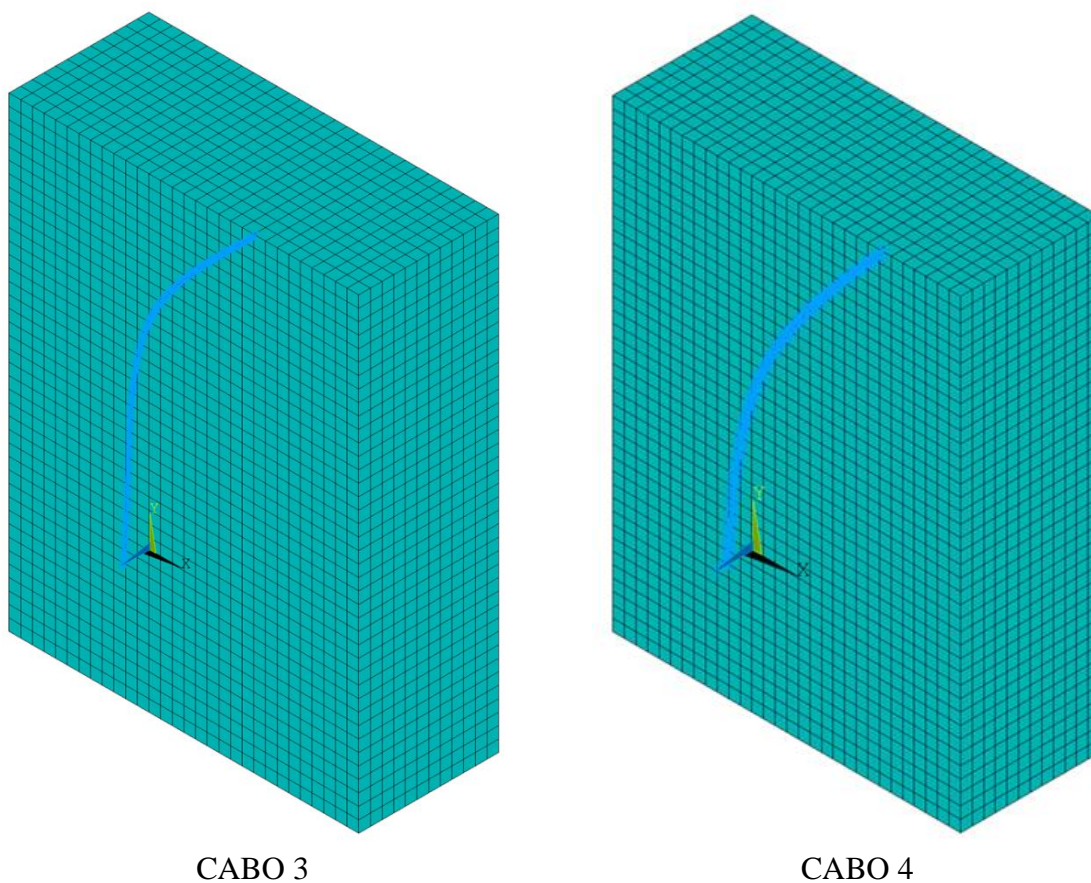
Tabela 5.24 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para simular os testes de campo do programa Petrobras.

Identificação do modelo	<i>discretsolo</i>	<i>discretlinha</i>	<i>SOLID185</i>	<i>LINK180</i>	<i>TARGE170</i>	<i>CONTA175</i>
CABO 3	0,10m	0,01m	14400	344	1200	345
CABO 4			14400	348	1200	349

Fonte: elaborada para este trabalho.

No que diz respeito ao aspecto final do modelo de elementos finitos, a Figura 5.38 ilustra os cenários simulados.

Figura 5.38 – Modelo de elementos finitos para simular os testes de campo do programa Petrobras.



Fonte: elaborada para este trabalho.

5.4.4 Análise da atenuação de carga e das tensões no solo

Uma vez estabelecidos os parâmetros de entrada conforme apresentado no subitem 5.3.1, foram simulados os oito casos denominados *CABO 3 – A11*, *CABO 3 – A30*, *CABO 3 – B11*, *CABO 3 – B30*, *CABO 4 – A11*, *CABO 4 – A30*, *CABO 4 – B11* e *CABO 4 – B30*. Para este quarto estudo, cada modelo apresenta distinção de força F_0 atuante na extremidade livre da linha de ancoragem e configuração da corrente no interior do solo, porém com a mesma profundidade do ponto de ancoragem

Desta forma, a Tabela 5.25 evidencia as resultantes e atenuações obtidas no ponto de ancoragem.

Tabela 5.25 – Resultantes e atenuação obtidas ao simular os testes de campo do programa Petrobras.

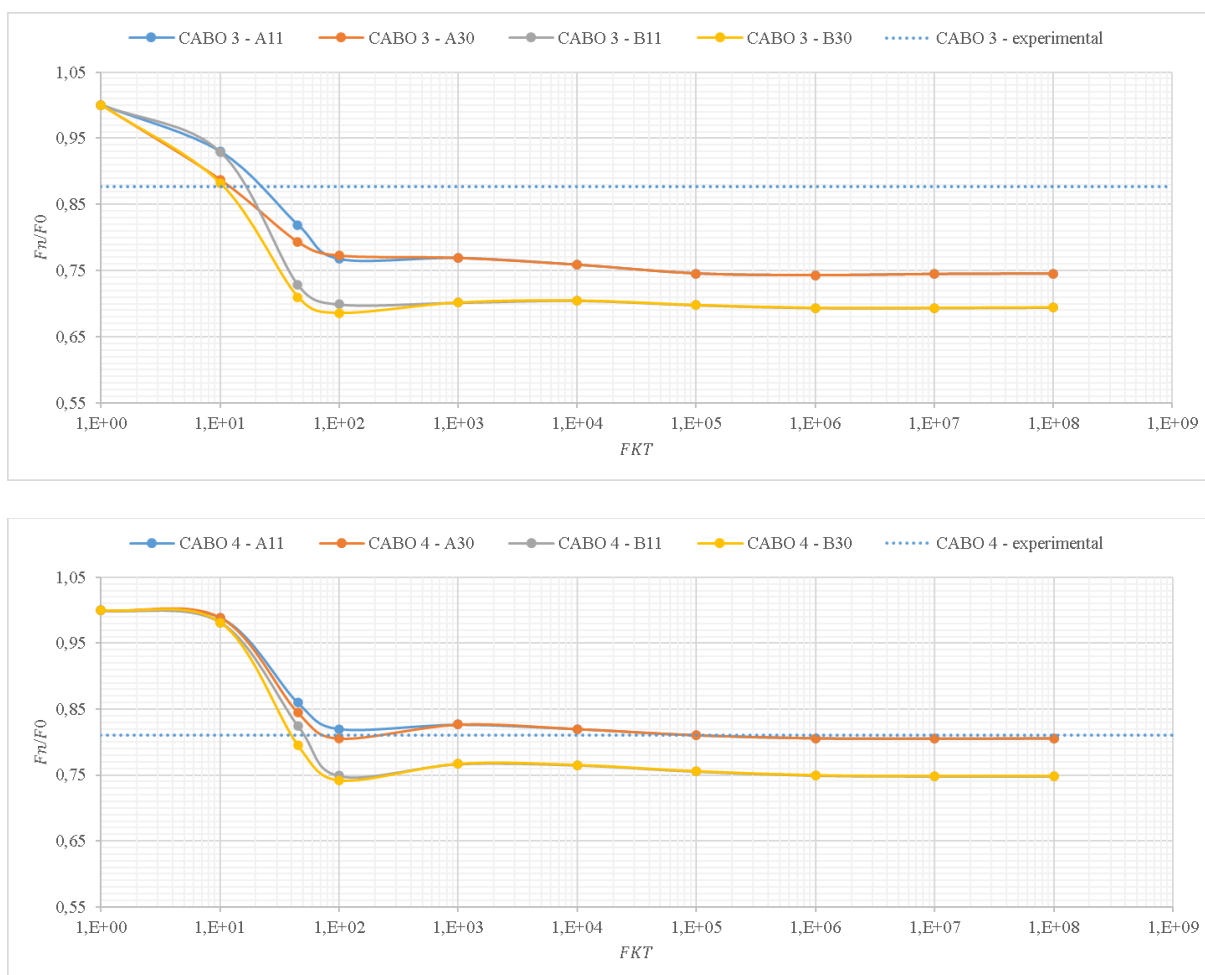
Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [kN]	Resultante obtida em campo [kN]	Resultante obtida no corrente estudo [kN]	Atenuação obtida em campo	Atenuação obtida no corrente estudo
<i>CABO 3 – A11</i>	5,44	4,77	4,45	12 %	18 %
<i>CABO 3 – A30</i>	5,44	4,77	4,31	12 %	21 %
<i>CABO 3 – B11</i>	5,44	4,77	3,96	12 %	27 %
<i>CABO 3 – B30</i>	5,44	4,77	3,86	12 %	29 %
<i>CABO 4 – A11</i>	8,72	7,34	7,50	16 %	14 %
<i>CABO 4 – A30</i>	8,72	7,34	7,36	16 %	16 %
<i>CABO 4 – B11</i>	8,72	7,34	7,19	16 %	18 %
<i>CABO 4 – B30</i>	8,72	7,34	6,93	16 %	21 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: os valores de atenuação mostrados na Tabela 5.25 fazem correspondência ao parâmetro $FKT = 4,50 \times 10^1 \text{ kN/m}^3$, situado no interior da faixa de transição entre a situação de deslizamento livre e de aderência perfeita (ver item 3.3.1), o qual demonstrou melhor correspondência com os valores referenciais.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 5.25, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal (FKT) são mostradas na Figura 5.39

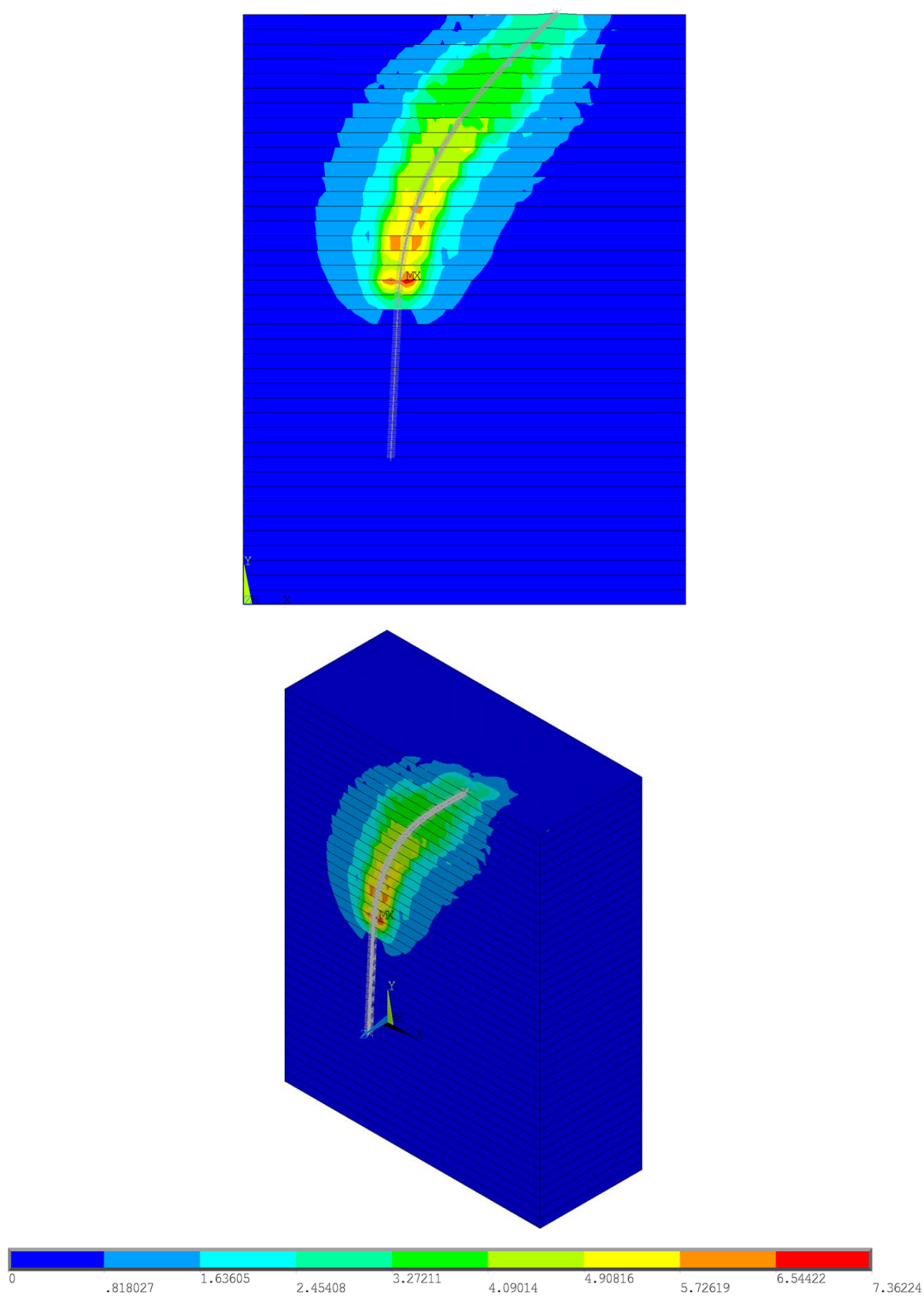
Figura 5.39 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para as simulações dos testes de campo do programa Petrobras.



Fonte: elaborada para este trabalho.

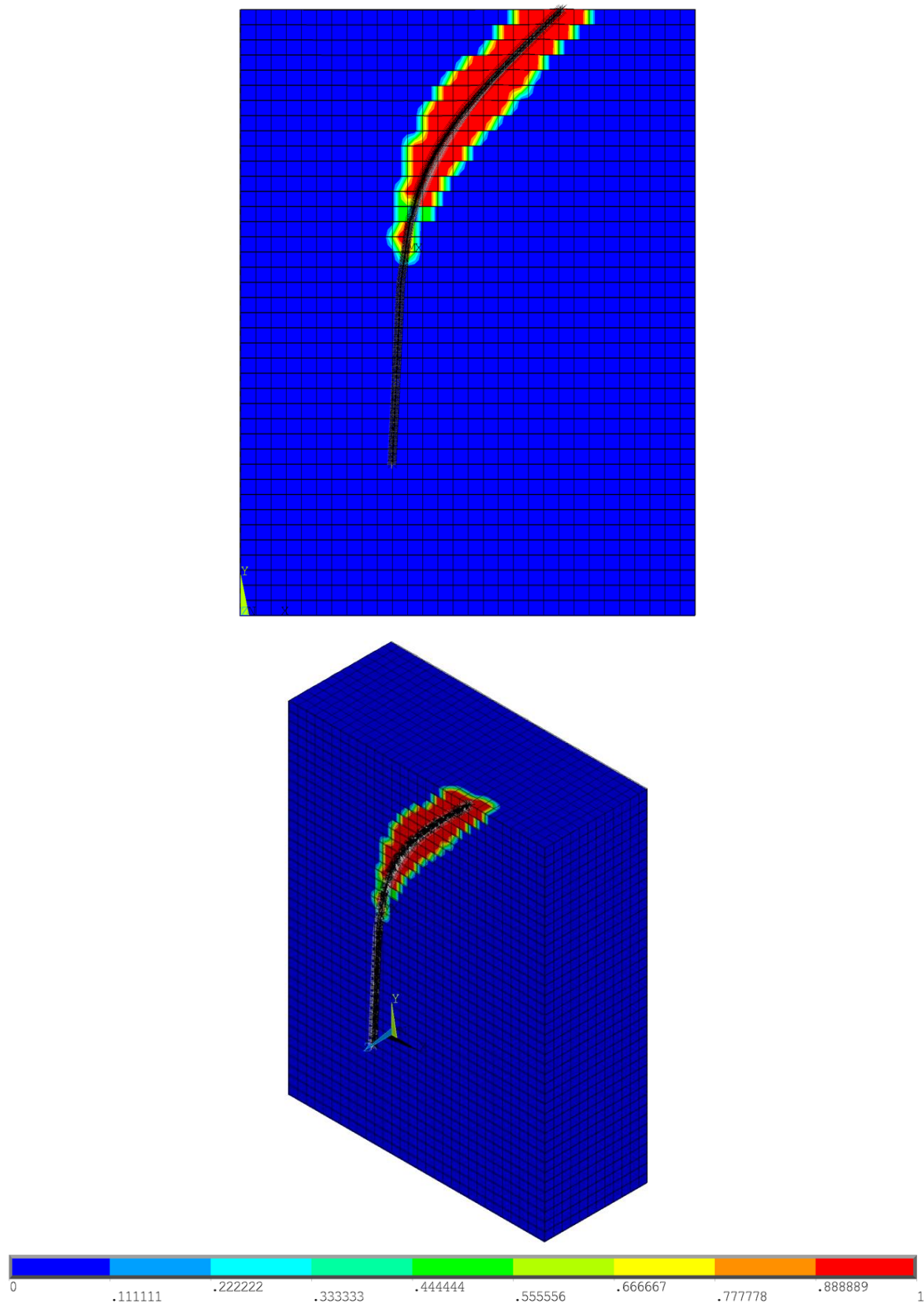
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são apresentadas na sequência que compreende a Figura 5.40 até a Figura 5.55. O caso escolhido para ilustração faz referência ao parâmetro FKT correspondente aos resultados obtidos na Tabela 5.25.

Figura 5.40 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 3 – A11: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



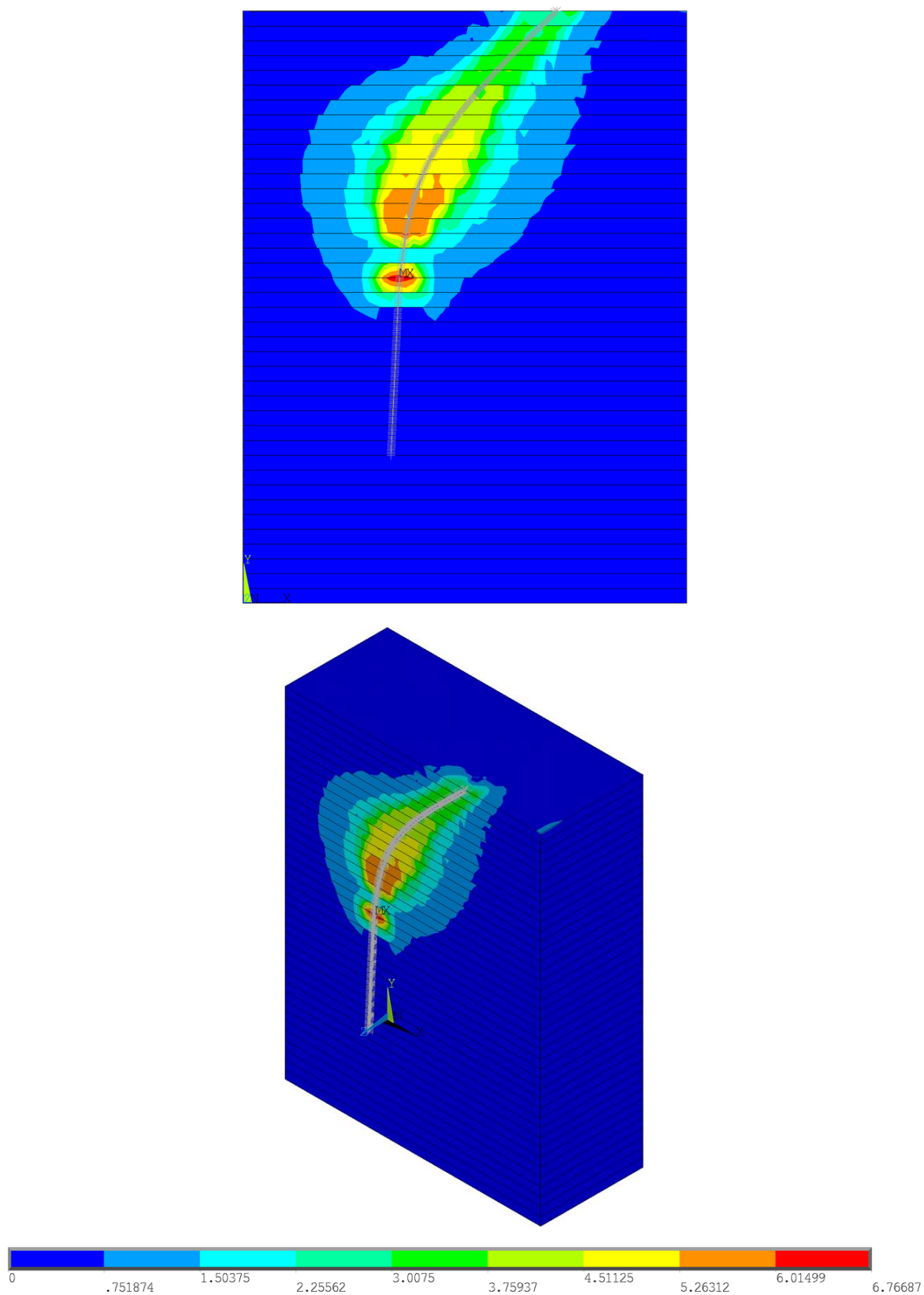
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.41 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – A11: vistas frontal e isométrica.



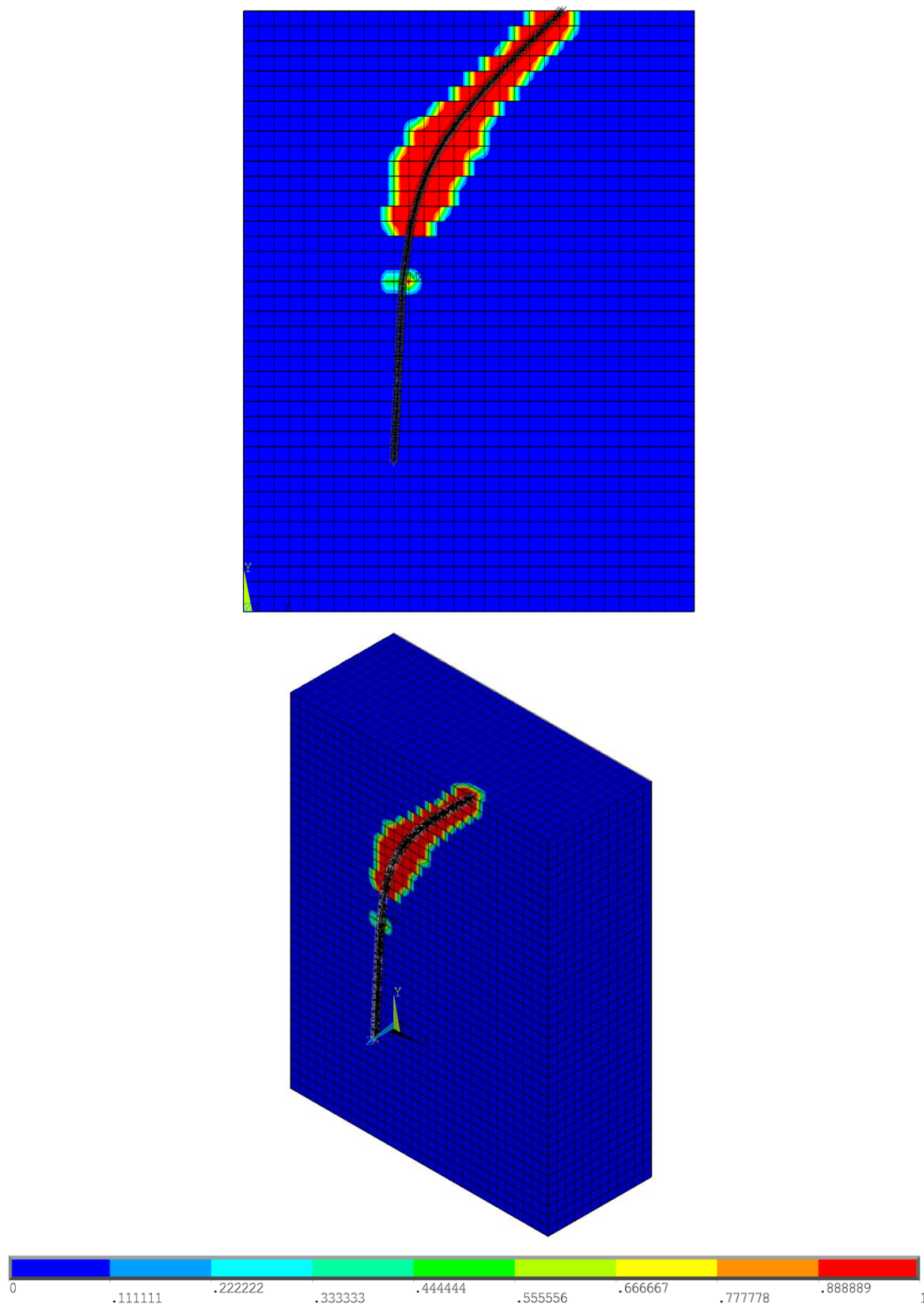
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.42 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 3 – A30: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



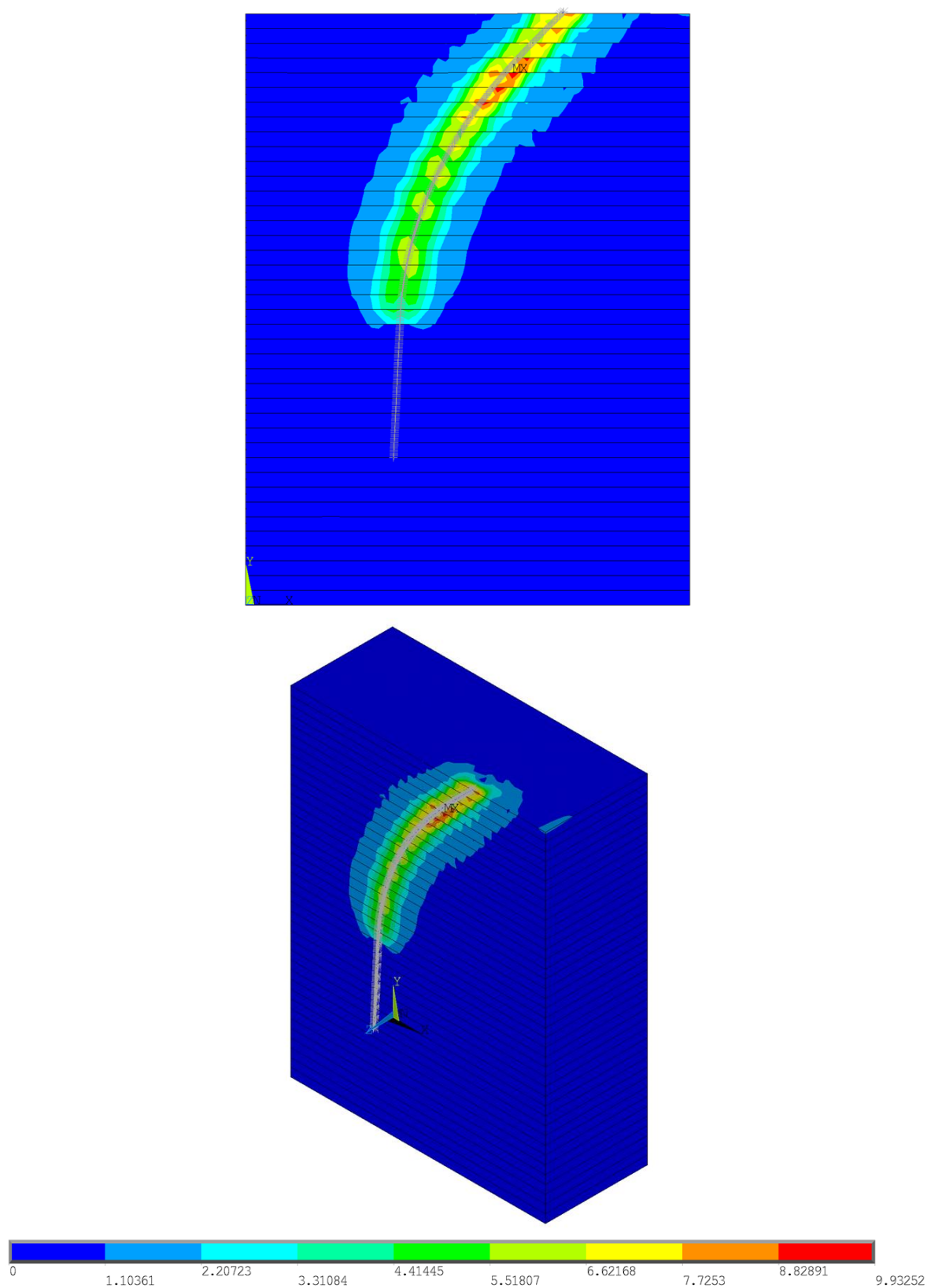
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.43 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – A30: vistas frontal e isométrica.



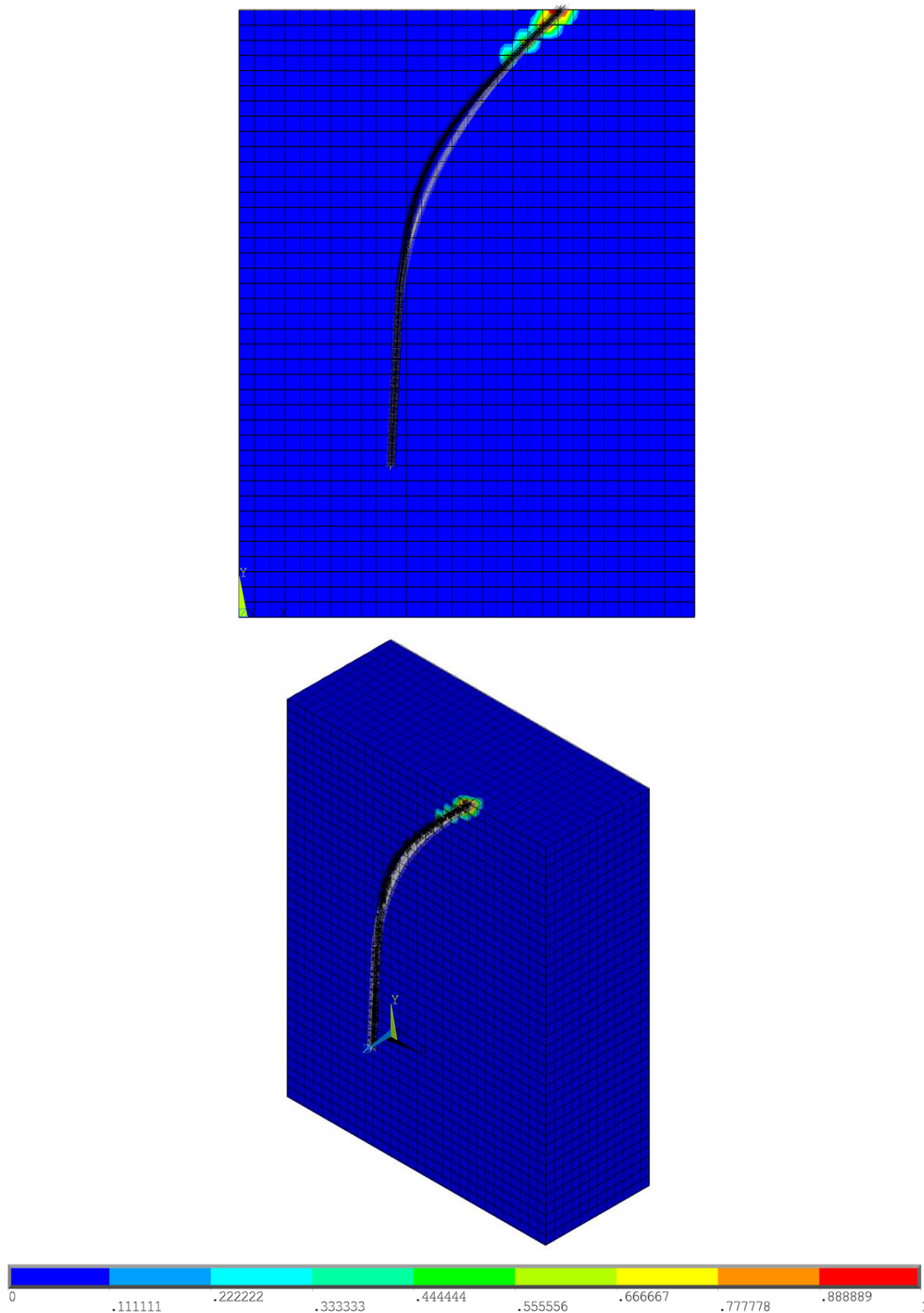
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.44 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo *CABO 3 – B11*: vistas frontal e isométrica (unidade em *kPa*).



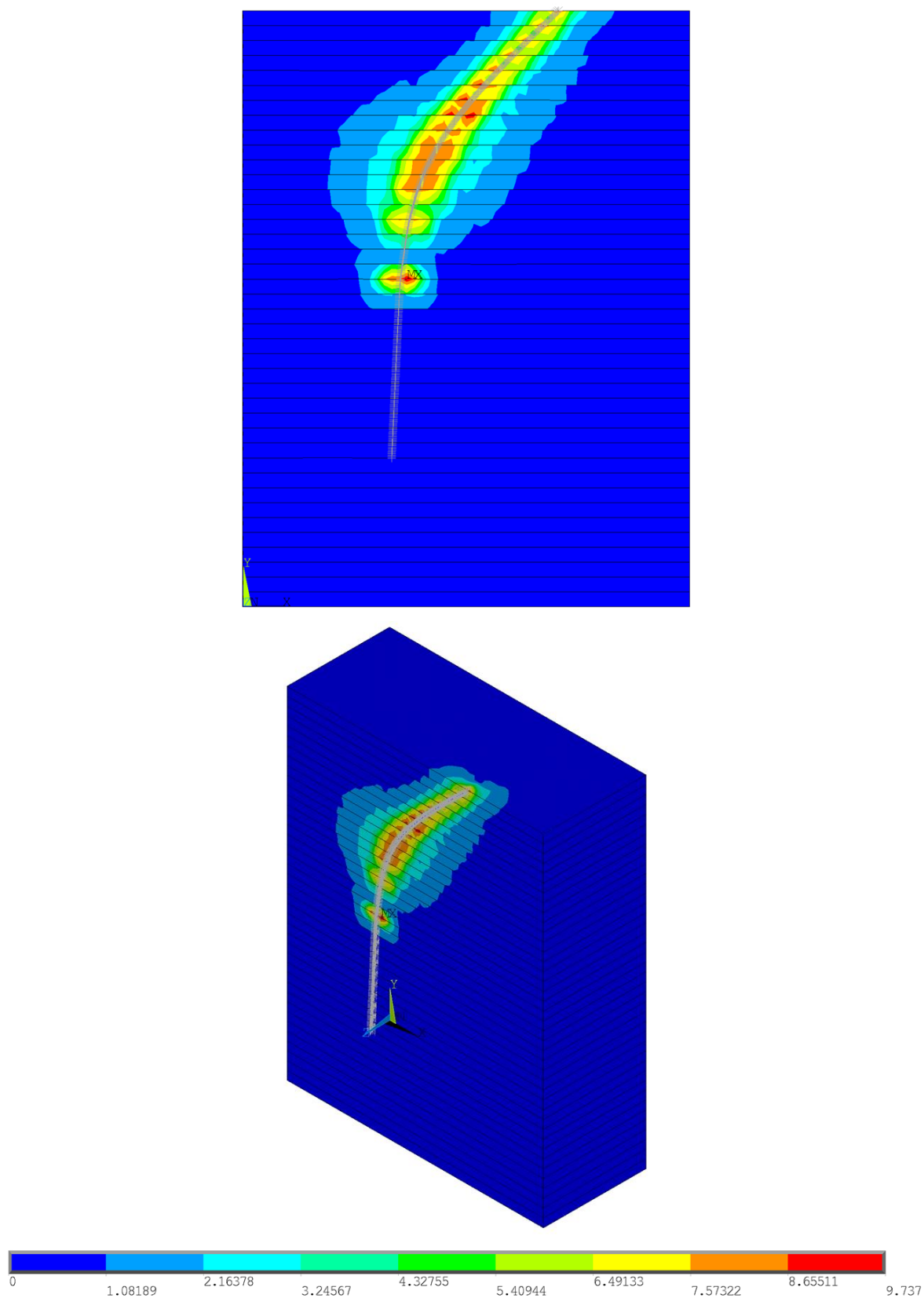
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.45 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 3 – B11: vistas frontal e isométrica.



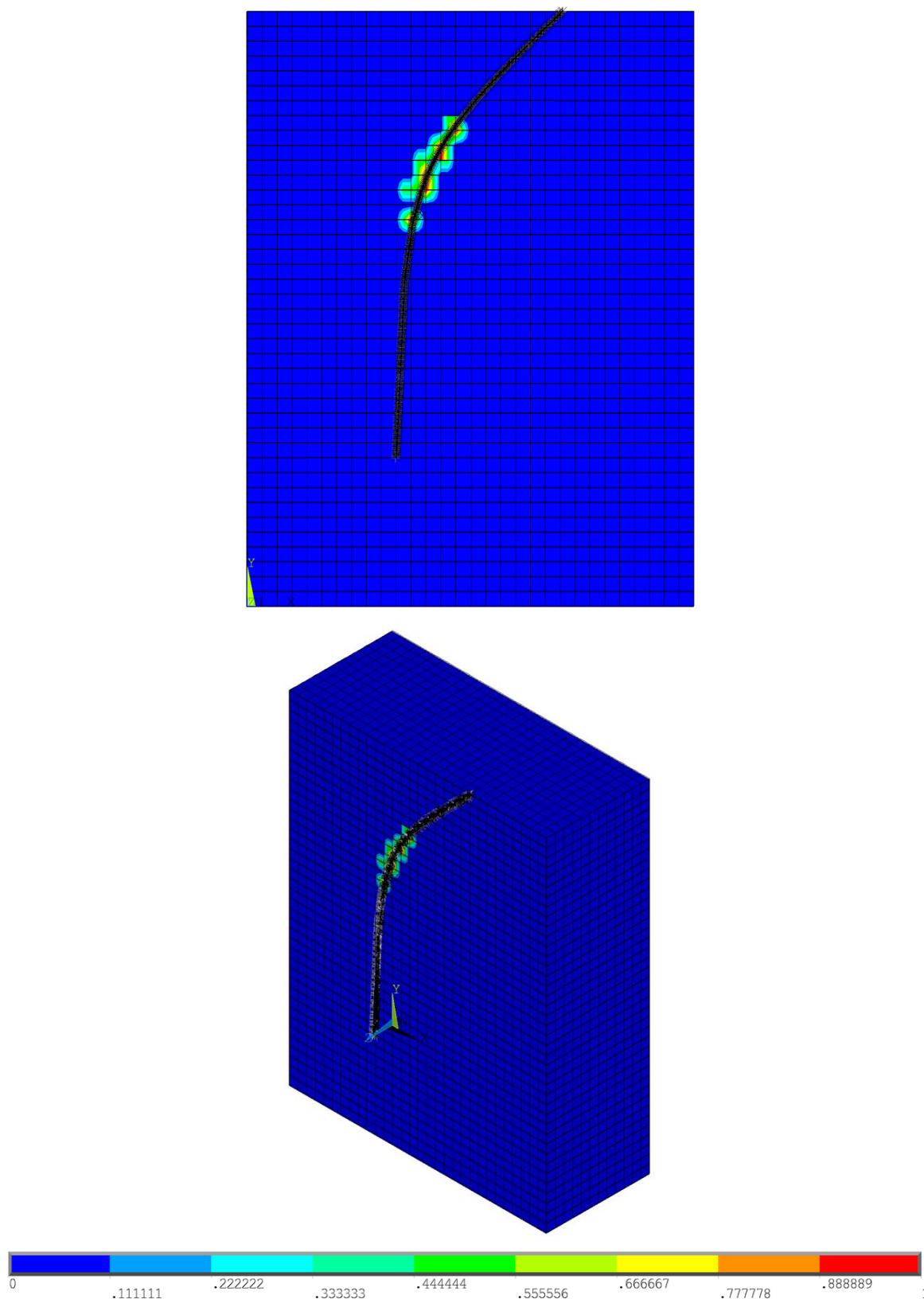
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.46 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo *CABO 3 – B30*: vistas frontal e isométrica (unidade em *kPa*).



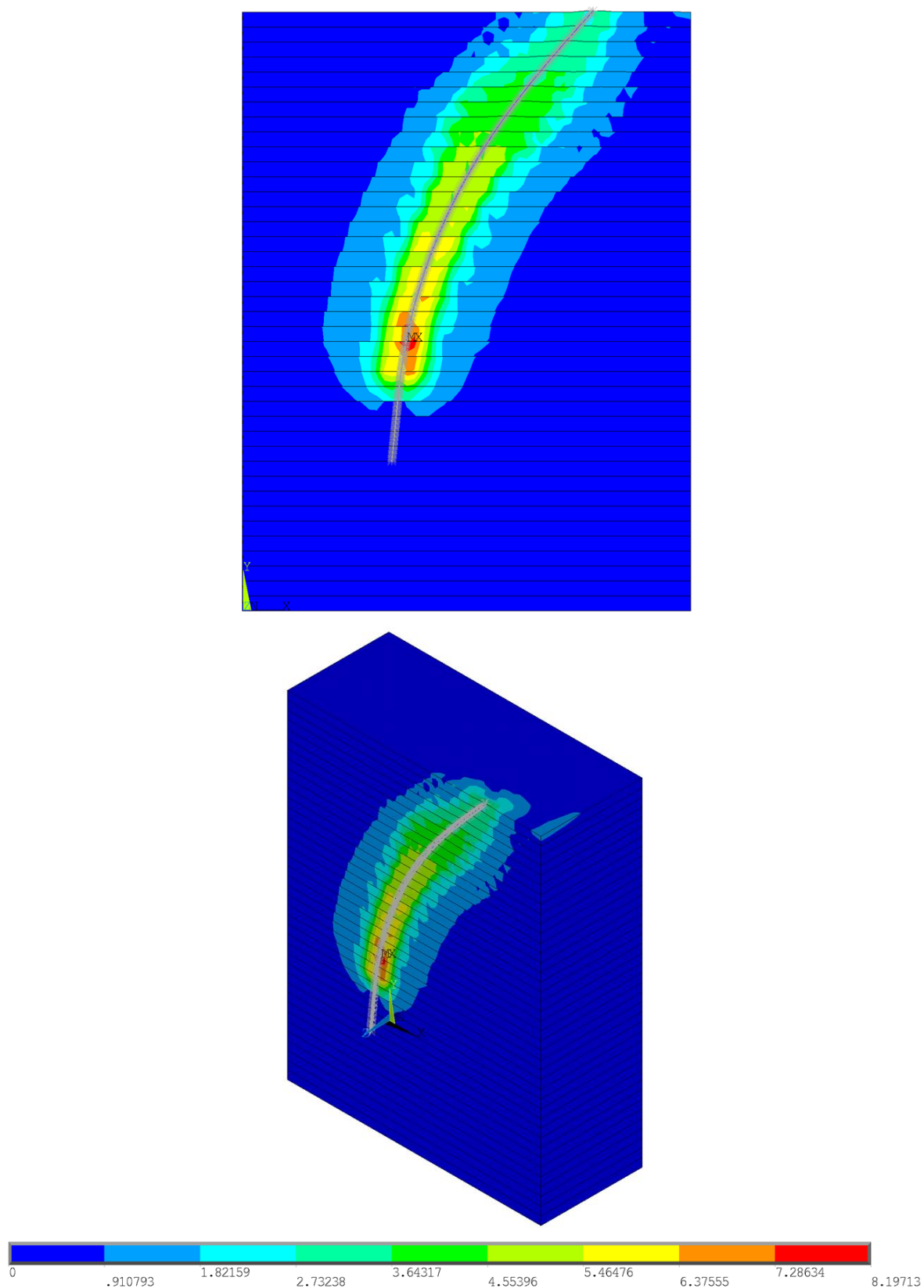
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.47 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo *CABO 3 – B30*: vistas frontal e isométrica.



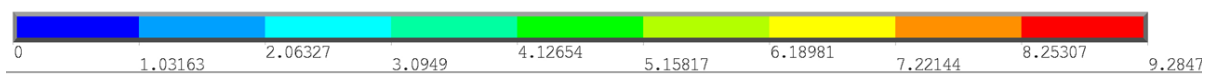
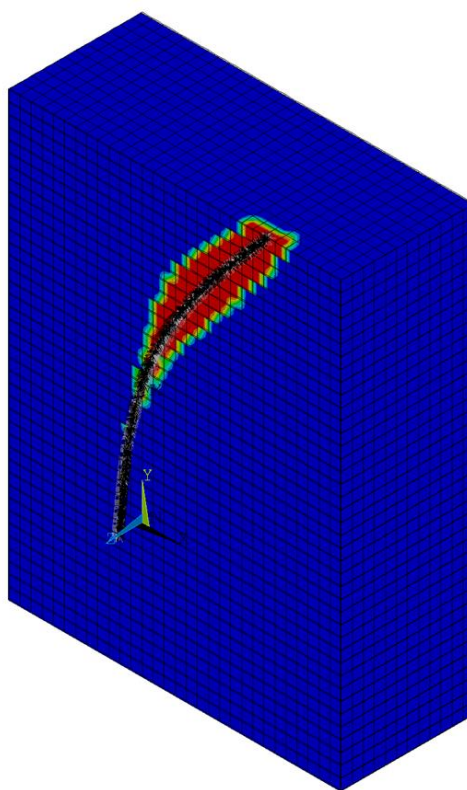
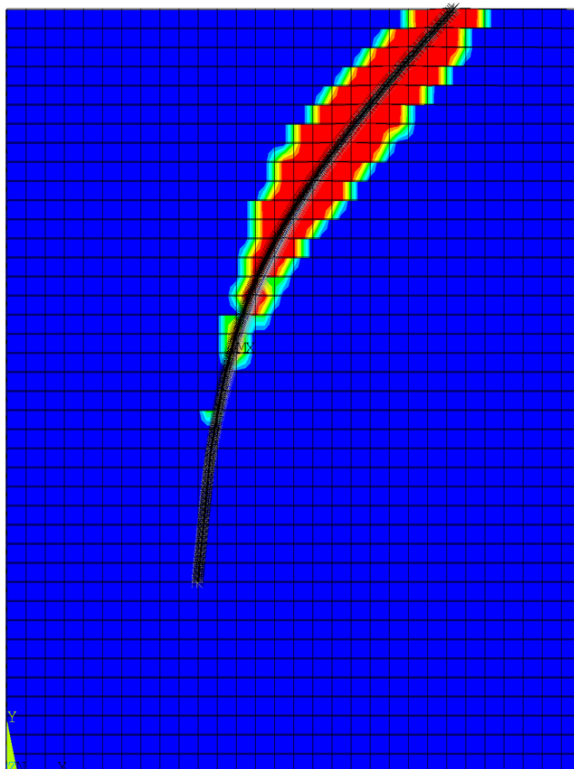
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.48 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – A11: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



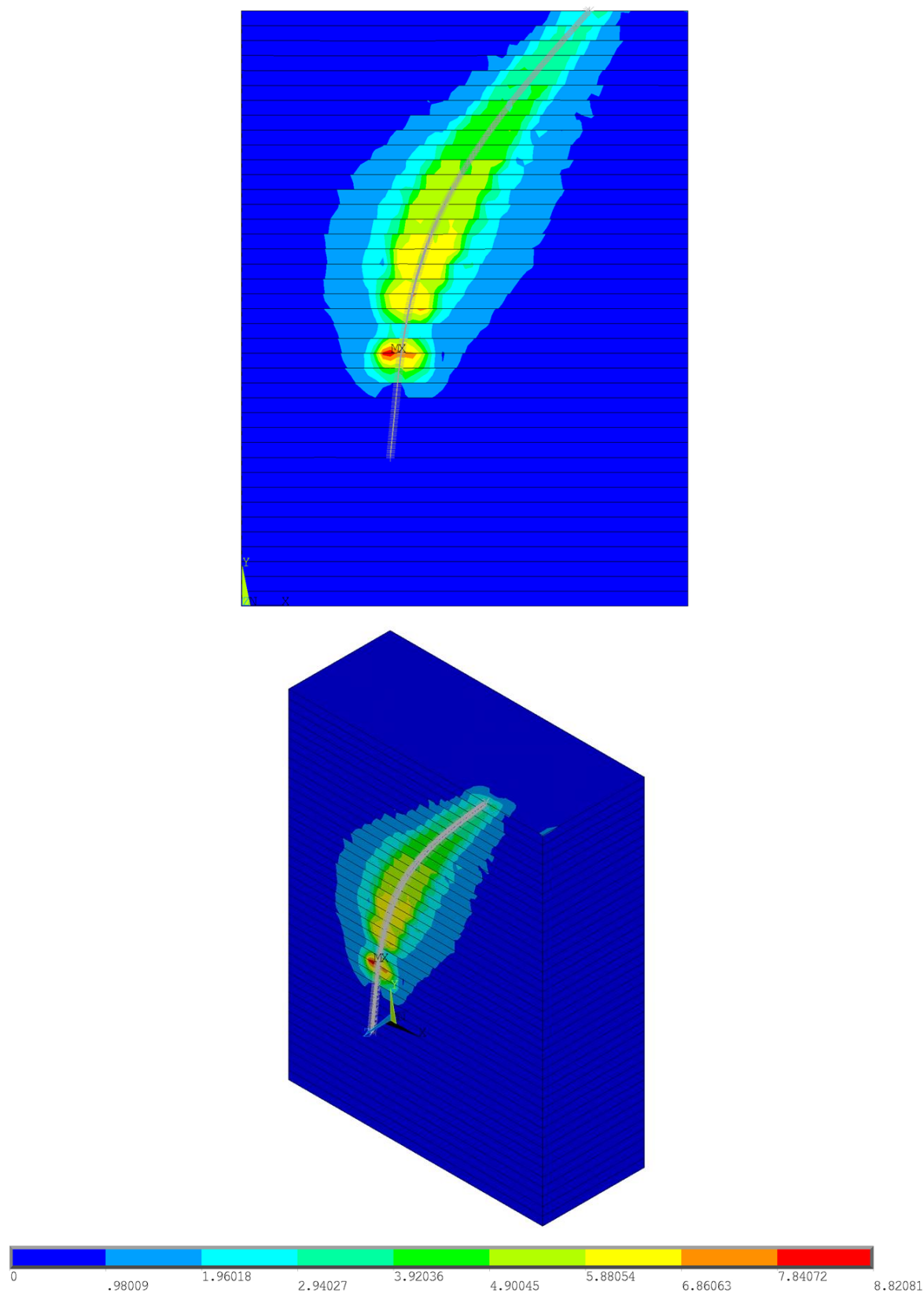
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.49 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – A11: vistas frontal e isométrica.



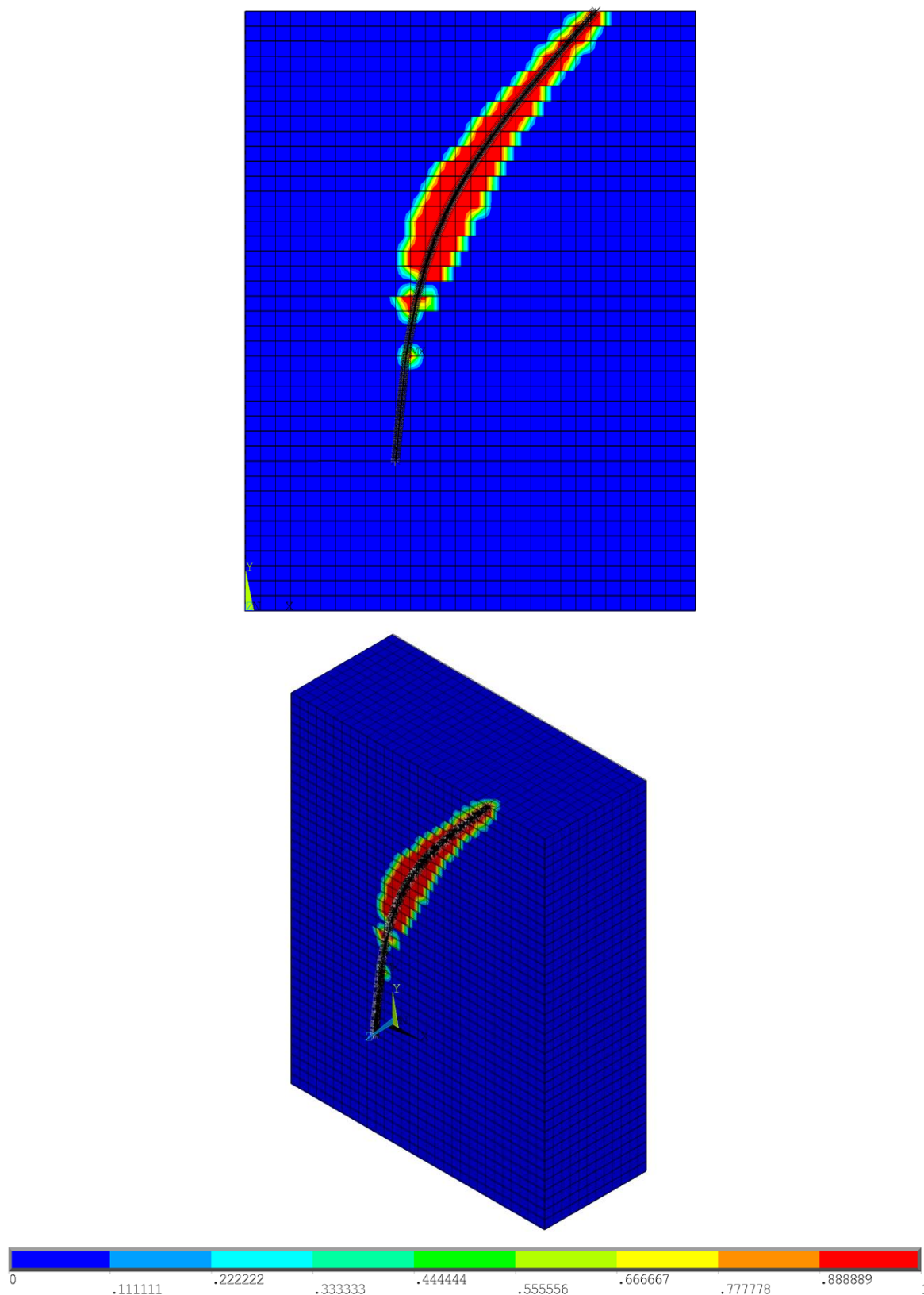
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.50 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – A30: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



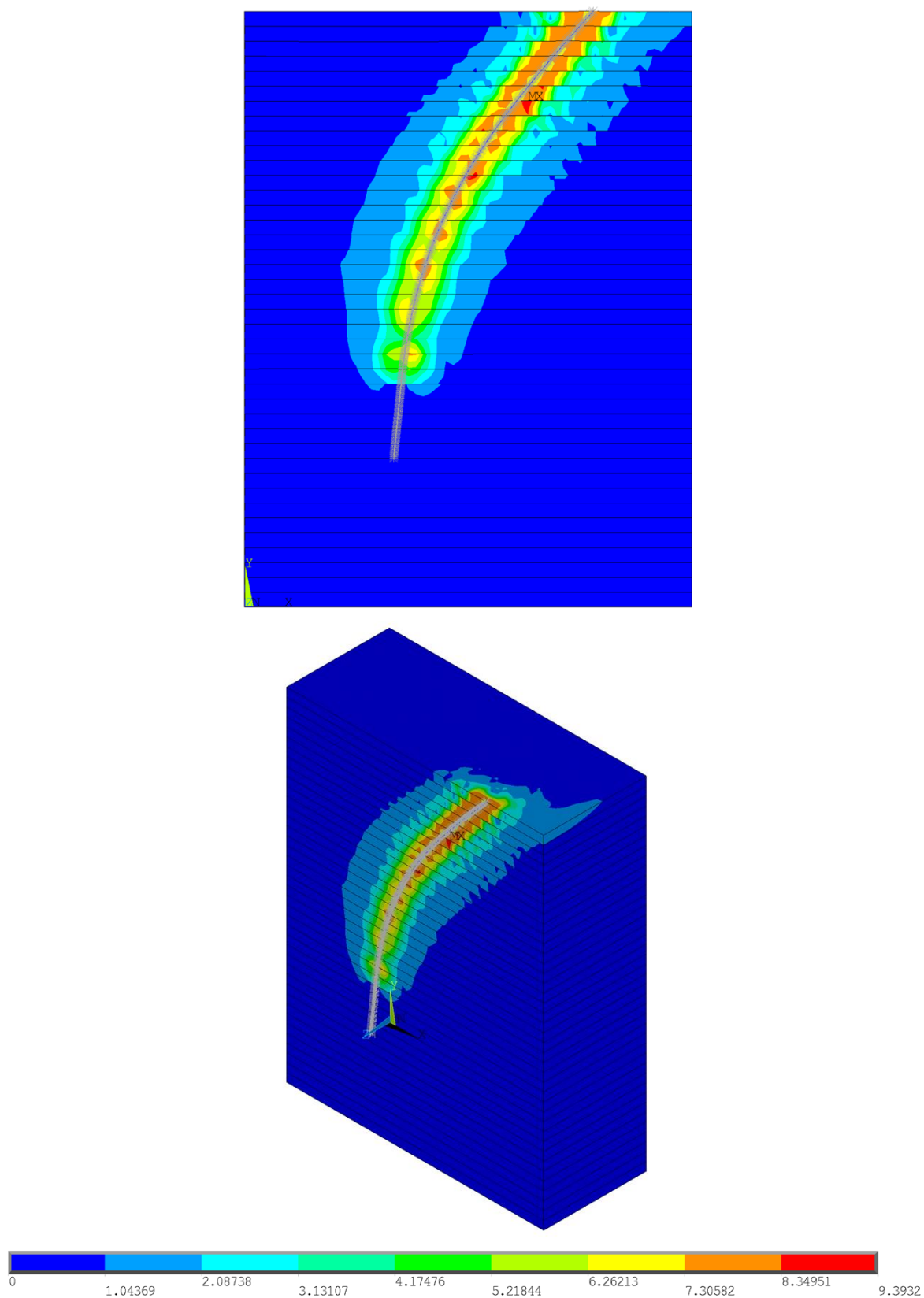
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.51 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – A30: vistas frontal e isométrica.



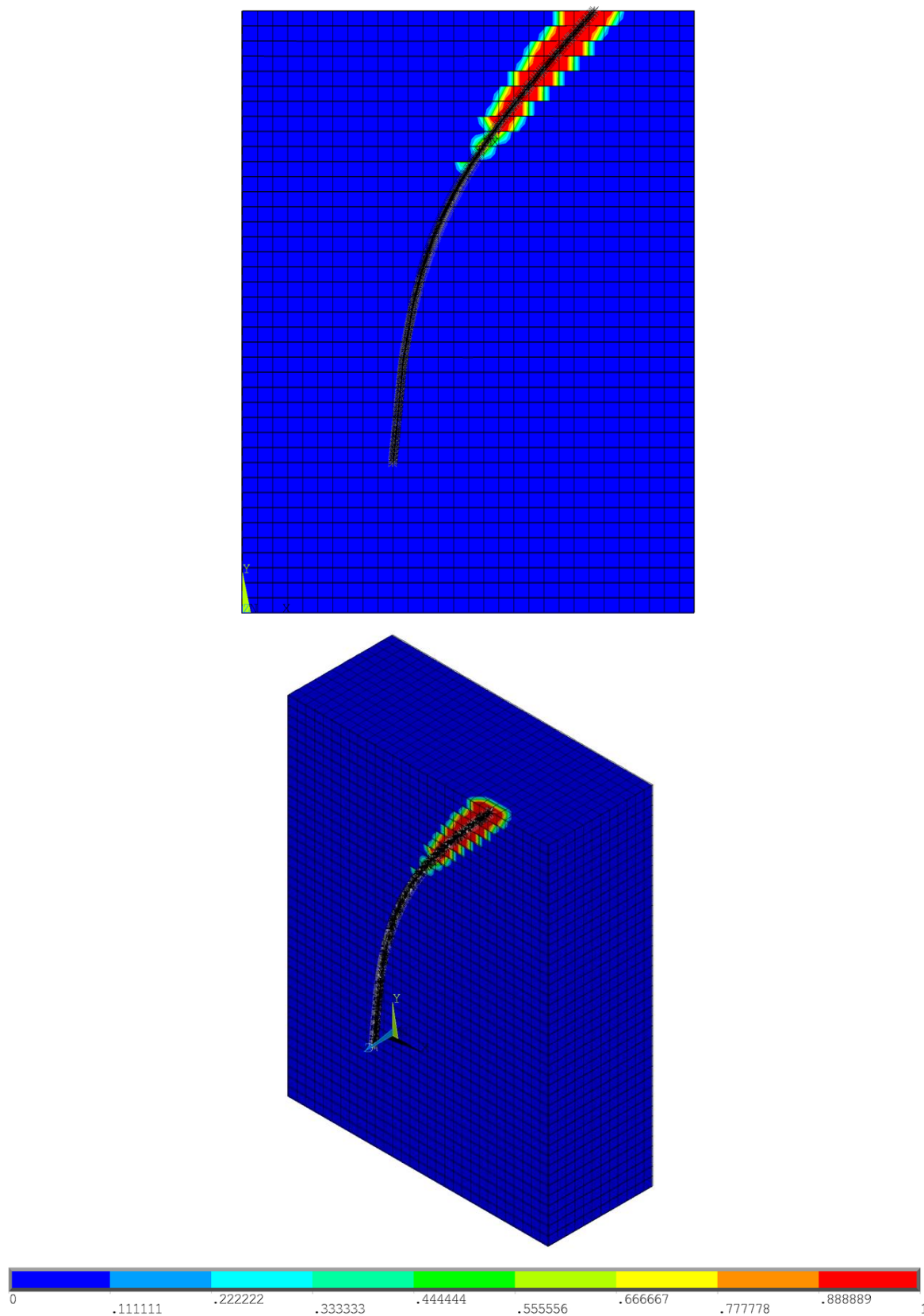
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.52 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo *CABO 4 – B11*: vistas frontal e isométrica (unidade em *kPa*).



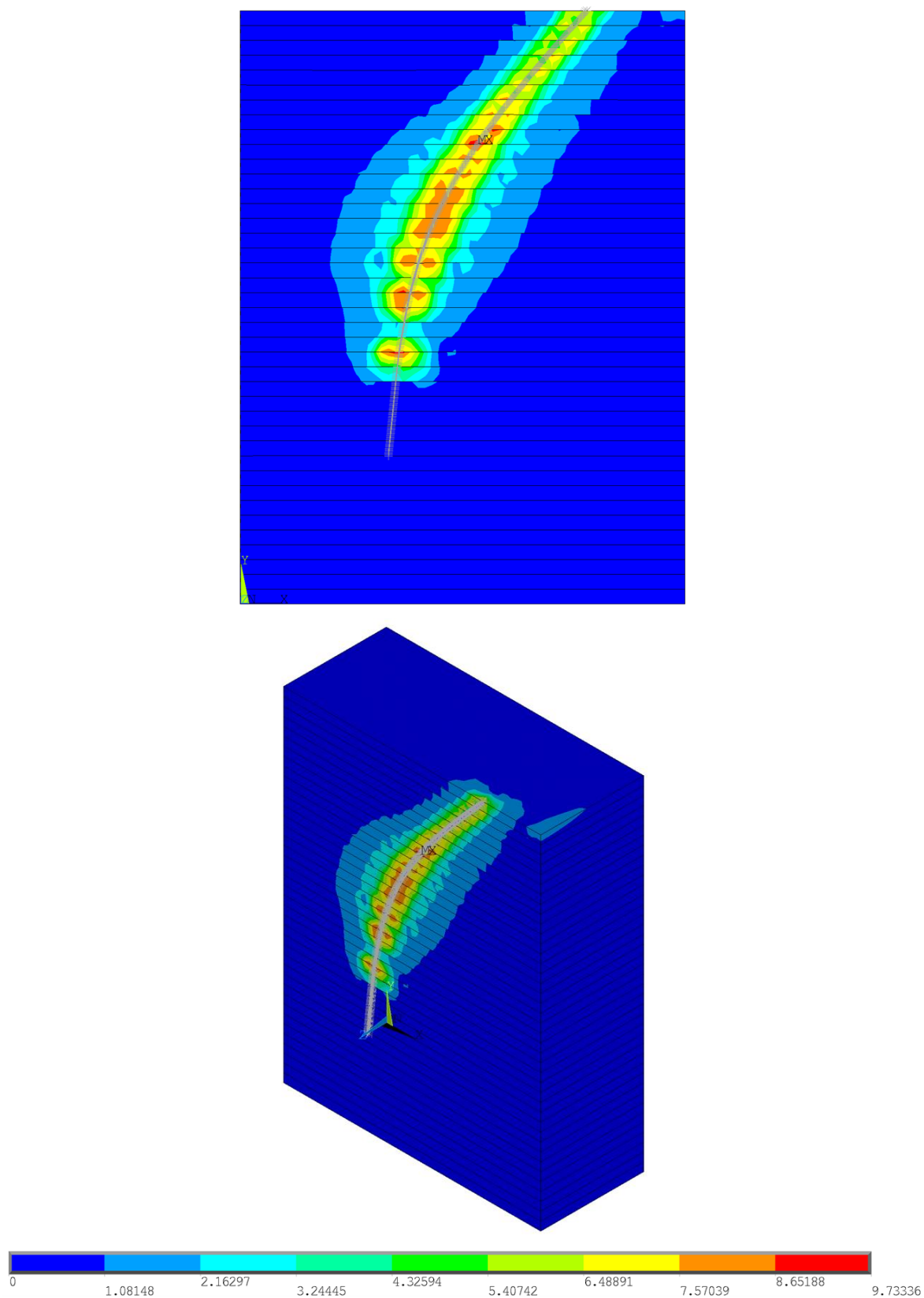
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.53 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – B11: vistas frontal e isométrica.



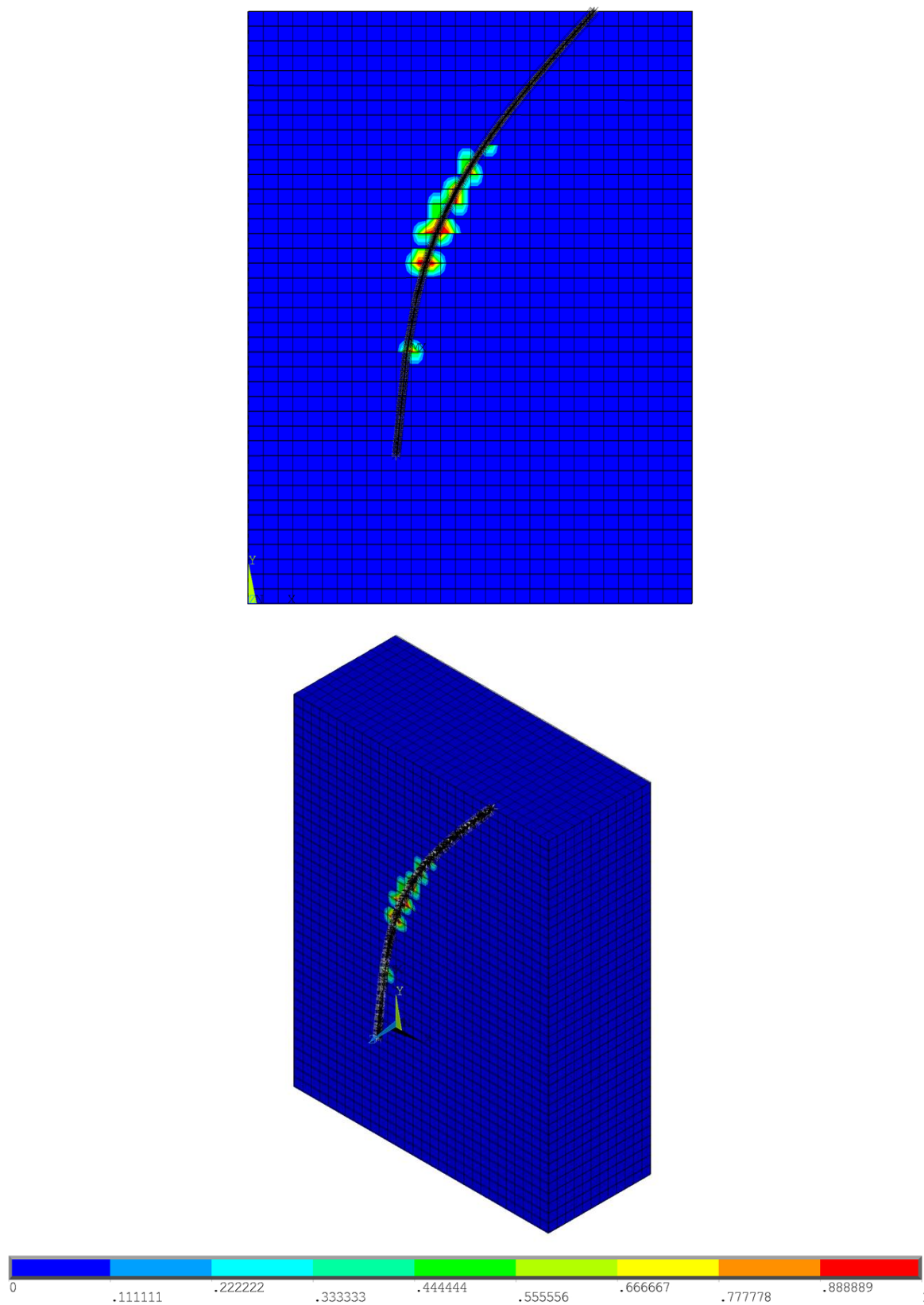
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.54 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo CABO 4 – B30: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 5.55 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo CABO 4 – B30: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

De posse dos resultados mostrados na Tabela 5.25 e a série de figuras mostradas (Figura 5.40 até Figura 5.55), pondera-se:

- a) os percentuais de atenuação são crescentes de acordo com a ordem de modelos estipulada, isto é, espera-se uma maior dissipação de carga para maior ângulo de atrito na interface solo-corrente e para um perfil de solo com resistência constante em relação à variável;
- b) mesmo que seja possível perceber a influência do ângulo de atrito na interface, pode-se dizer que este parâmetro não é tão impactante, pois as diferenças são de pequena magnitude;
- c) o parâmetro de rigidez FKT para apresentação de resultados foi estipulado com o mesmo valor para todos os modelos e retornou percentuais de atenuação bem próximos aos obtidos experimentalmente para o CABO 4. No caso do CABO 3, os níveis de atenuação foram superiores aos referenciais, porém notou-se que valores menores de rigidez para a interface resultavam em demasiado deslocamento da corrente no interior do solo, o que não condiz com a configuração de equilíbrio proposta;
- d) Em relação às diferenças percentuais absolutas, em geral os modelos mais discrepantes foram com perfil de solo de resistência constante, com destaque para o CABO 4 – B11 e CABO 4 – B30, com 15 e 17%, respectivamente;
- e) em todos os modelos é perceptível a perturbação no entorno da linha de ancoragem, normalmente sem se propagar até a extremidade inferior;
- f) ao observar as Razões de Plastificação, distingue-se o comportamento nos solos em que a resistência não-drenada é variável, onde as regiões de falha se concentram na extremidade superior, e em que a resistência não-drenada é constante, onde as regiões de falha tendem a ocorrer na zona de inflexão mais pronunciada da catenária inversa (assim como nos Testes 11 e 12 do subitem 5.2.4).

6. ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Neste capítulo, são apresentados os modelos adicionais idealizados para avaliação da influência de parâmetros e condições específicas no nível de atenuação de carga desenvolvido ao longo da catenária embutida no interior do solo. O critério para a escolha dos parâmetros foi pautado pelo interesse em ratificar a interferência notada previamente nas simulações do Capítulo 5, como é o caso da resistência não-drenada, módulo de elasticidade do solo e profundidade de ancoragem, e estudar novos fatores, tais como o ângulo formado na conexão da catenária com o elemento de fundação (apoio fixo, neste trabalho) e a projeção horizontal da linha de ancoragem no interior do solo.

Uma vez mais, reitera-se que os resultados são disponibilizados para uma determinada faixa de valores de rigidez tangencial da interface, admitindo este como o parâmetro base de análise, o que denota que a influência das propriedades da interface é analisada em todos os modelos. Ademais, a sequência de disponibilização dos resultados (atenuação e contornos de tensões) segue analogamente ao que foi disposto no Capítulo 5.

6.1 DESCRIÇÃO DO CASO TÍPICO

Para os estudos conduzidos, foram definidos três valores para cada um dos parâmetros de influência, sendo um inferior, um intermediário e um superior. A Tabela 6.1 sumariza o programa de simulação.

Tabela 6.1 – Variação dos parâmetros escolhidos para estudo.

Parâmetro	Descrição	Variação			Unidade
S_u	resistência não-drenada	0,7y	1,4y	2,8y	kN/m^3
β_{solo}	adimensional de rigidez	100	300	500	–
H	profundidade de ancoragem	25	30	35	m
θ_n	ângulo na extremidade inferior	85	80	75	°
X_{cat}	projeção horizontal da catenária	10	15	20	m

Fonte: elaborada para este trabalho.

Conforme destacado na Tabela 6.1, o valor intermediário foi estabelecido como o referencial (“caso típico”) e, portanto, seus resultados constam em todos os comparativos. Desta maneira, existe equivalência total (mesmos dados de entrada) entre os seguintes modelos que serão

abordados nas seções 6.2 e 6.3: EPAR – $1,4 S_u$, EPAR – β 300, EPAR – H 30, EPAR – θ_n 80 e EPAR – X_{cat} 15. Propositadamente, os resultados destes modelos são reiterados em cada respectivo subitem (6.2.1, 6.2.2, 6.3.1, 6.3.2 e 6.3.3), com o objetivo de facilitar a visualização e a comparação entre eles.

6.1.1 Parâmetros de entrada

Em termos de dados de entrada fixos, são admitidas as seguintes propriedades do solo (Tabela 6.2), da linha de ancoragem (Tabela 6.3) e da interface solo-corrente (Tabela 6.4).

Tabela 6.2 - Parâmetros de entrada referenciais de solo, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
ν_{solo}	coeficiente de Poisson	0,495	–
γ_{solo}	peso específico	15,40	kN/m^3
ϕ_{solo}	ângulo de atrito	0	°
ψ_{solo}	ângulo de dilatação	0	°
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	1,00	–

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: a escolha pelo peso específico do solo tem como referência o trabalho de Rocha *et al.* (2016), que cita este valor como o típico para as argilas do litoral brasileiro.

Tabela 6.3 - Parâmetros de entrada referenciais da linha de ancoragem, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
D_{linha}	diâmetro equivalente da corrente	0,21311	m
EA_{linha}	rigidez axial equivalente da corrente	$7,49 \times 10^6$	kN

Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: o diâmetro equivalente da corrente foi calculado conforme explicado previamente no item 4.3.2, admitindo uma corrente com massa unitária de $280 kg/m$ (valor típico para as ancoragens utilizadas no litoral brasileiro, conforme o trabalho de Rocha *et al.* (2016)).

Tabela 6.4 - Parâmetros de entrada referenciais da interface solo-corrente, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
$\mu_{interface}$	coeficiente de atrito da interface solo-corrente	0,57735	–
FKT	módulo de rigidez tangencial	$1 \times 10^1 - 1 \times 10^8$	kN/m^3
FKN	módulo de rigidez normal	$10^6 \times k_s$	kN/m^3

Fonte: elaborada para este trabalho.

Além dos parâmetros expostos acima, considera-se a existência de uma coluna d'água com altura de 2135m, assim como nos casos de Braun *et al.* (2018), sendo esta tomada como uma profundidade referencial para os sistemas de ancoragem em águas profundas no litoral brasileiro. Como explicado no subitem 4.5, esse carregamento é considerado na etapa de estabelecimento das condições iniciais, convertido em uma tensão de $\sigma_w = 21350 \text{ kN/m}^2$ aplicada. Para os demais parâmetros de entrada, que complementam as análises efetuadas, a incorporação é realizada em cada subitem específico ao decorrer do capítulo.

6.1.2 Representação da catenária inversa

Para o conjunto de estudos paramétricos proposto, a geometria da linha de ancoragem no interior do solo foi reproduzida a partir da Equação (3.6), também utilizada no segundo e quarto grupo de modelos incorporados no Capítulo 5 (itens 5.2.2 e 5.4.2, respectivamente). Os dados de entrada necessários para gerar a curva são mostrados na Tabela 6.5.

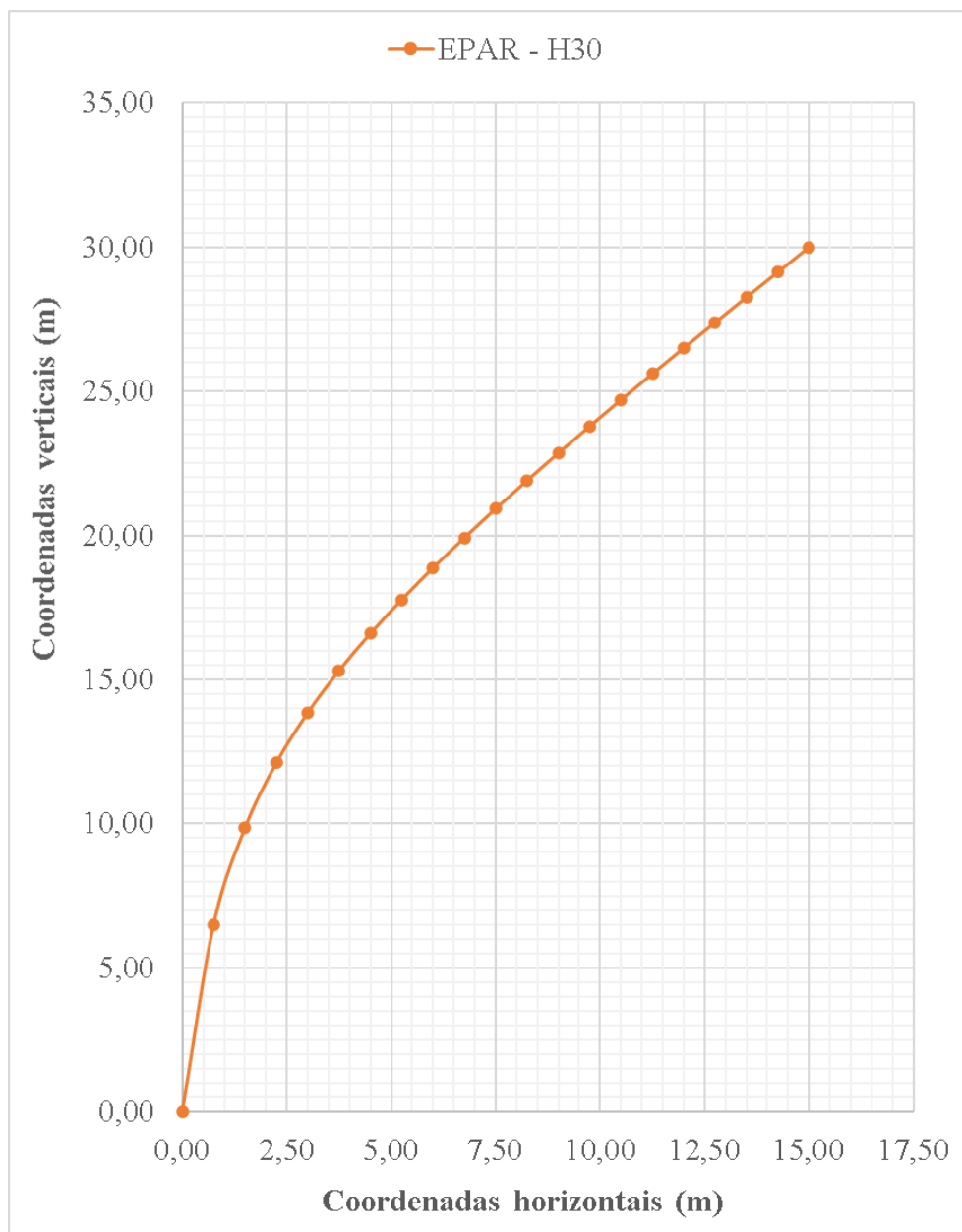
Tabela 6.5 - Parâmetros de entrada referenciais da geometria da catenária inversa, correspondentes aos modelos de estudo paramétrico.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
H	profundidade do ponto de ancoragem	30,00	m
θ_0	ângulo da linha na extremidade fixada	80,00	$^\circ$
θ_n	ângulo da linha na extremidade livre	45,00	$^\circ$
X_{ddp}	projeção horizontal da catenária	15,00	m

Fonte: elaborada para este trabalho.

Desta forma, o formato referencial para a catenária inversa nos estudos paramétricos é ilustrado na Figura 6.1. Tal geometria é considerada para todos os casos do item 6.2, enquanto que, para os modelos do item 6.3, as alterações de geometria são objeto de estudo e devidamente expostas em sua respectiva seção.

Figura 6.1 – Representação da catenária inversa referencial para os estudos paramétricos.



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 6.1 disponibilizadas no APÊNDICE A.

6.1.3 Dimensões do volume de solo e discretização da malha

Os parâmetros de entrada referentes às dimensões do maciço de solo nos estudos paramétricos são mostrados na Tabela 6.6 (vide Figura 4.7).

Tabela 6.6 – Coordenadas dos vértices do volume de solo para condução dos estudos paramétricos.

Identificação do modelo	X_{mac1} (m)	X_{mac2} (m)	Y_{mac1} (m)	Y_{mac2} (m)	Z_{mac1} (m)	Z_{mac2} (m)
EPAR – H 25	0,00	25,00	0,00	30,00	0,00	10,00
EPAR – H 30	0,00	25,00	0,00	35,00	0,00	10,00
EPAR – H 35	0,00	25,00	0,00	40,00	0,00	10,00
EPAR – θ_0 5	0,00	25,00	0,00	35,00	0,00	10,00
EPAR – θ_0 20	0,00	25,00	0,00	35,00	0,00	10,00
EPAR – X_{cat} 10	0,00	20,00	0,00	35,00	0,00	10,00
EPAR – X_{cat} 20	0,00	30,00	0,00	35,00	0,00	10,00

Fonte: elaborada para este trabalho.

As informações quanto à discretização da malha de elementos finitos e o total de elementos utilizados em cada modelo são sumarizados na Tabela 6.7. Os parâmetros “*discretsolo*” e “*discretlinha*” foram explicados anteriormente no subitem 4.4.

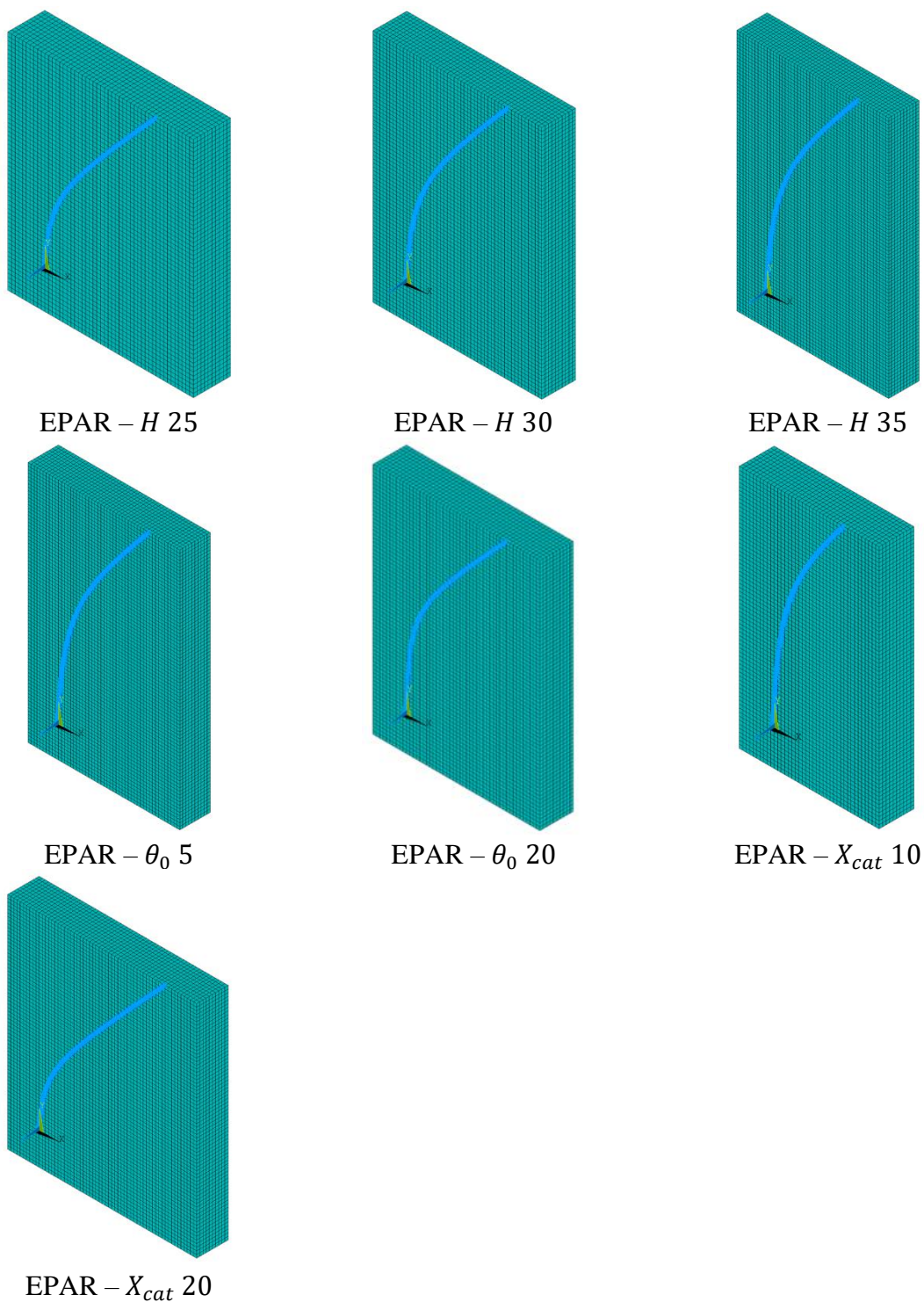
Tabela 6.7 – Tamanho e quantidade de elementos finitos para condução dos estudos paramétricos.

Identificação do modelo	<i>discretsolo</i>	<i>discretlinha</i>	<i>SOLID185</i>	<i>LINK180</i>	<i>TARGE170</i>	<i>CONTA175</i>
EPAR – H 25	0,50m	0,05m	30000	608	3000	609
EPAR – H 30			35000	696	3500	697
EPAR – H 35			40000	791	4000	792
EPAR – θ_0 5			35000	707	3500	708
EPAR – θ_0 20			35000	692	3500	693
EPAR – X_{cat} 10			28000	657	2800	658
EPAR – X_{cat} 20			42000	747	4200	748

Fonte: elaborada para este trabalho.

No que diz respeito ao aspecto final do modelo de elementos finitos, a Figura 6.2 ilustra os cenários simulados:

Figura 6.2 – Modelo de elementos finitos para condução dos estudos paramétricos



Fonte: elaborada para este trabalho.

6.2 INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO

6.2.1 Variação da resistência não-drenada

A influência da resistência não-drenada, S_u , é analisada para três perfis de solo, com variação ao longo da profundidade $Y_{mac2} = 35m$, definida como referencial (ver Tabela 6.6). A escolha dos perfis consistiu em posicionar o valor típico de variação $S_u = 1,4 (y)$ como intermediário, estudando o impacto na adoção de perfis com metade e dobro da referida variação, $S_u = 0,7 (y)$ e $S_u = 2,8 (y)$, respectivamente.

O conjunto de valores que complementa as propriedades adotadas para a caracterização do solo no modelo criado são mostrados na Tabela 6.8 a seguir:

Tabela 6.8 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação da resistência não-drenada.

Parâmetro	Descrição	Valor			Unidade
S_u	resistência não-drenada	0,7 (y)	1,4 (y)	2,8 (y)	kN/m ²
β_{solo}	adimensional de rigidez	300			-
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u			kN/m ²
C_{solo}	coesão	0,7 (y)	1,4 (y)	2,8 (y)	kN/m ²

Fonte: elaborada para este trabalho.

Uma vez definidos os parâmetros de entrada necessários, foram simulados os três modelos identificados como EPAR – 0,7 S_u , EPAR – 1,4 S_u e EPAR – 2,8 S_u , cuja comparação contrasta os níveis de atenuação para perfis de solo com diferentes capacidades de resistência.

Assim sendo, a Tabela 6.9 resume as resultantes obtidas no ponto de ancoragem e os respectivos percentuais de atenuação (de acordo com a Equação (5.1)).

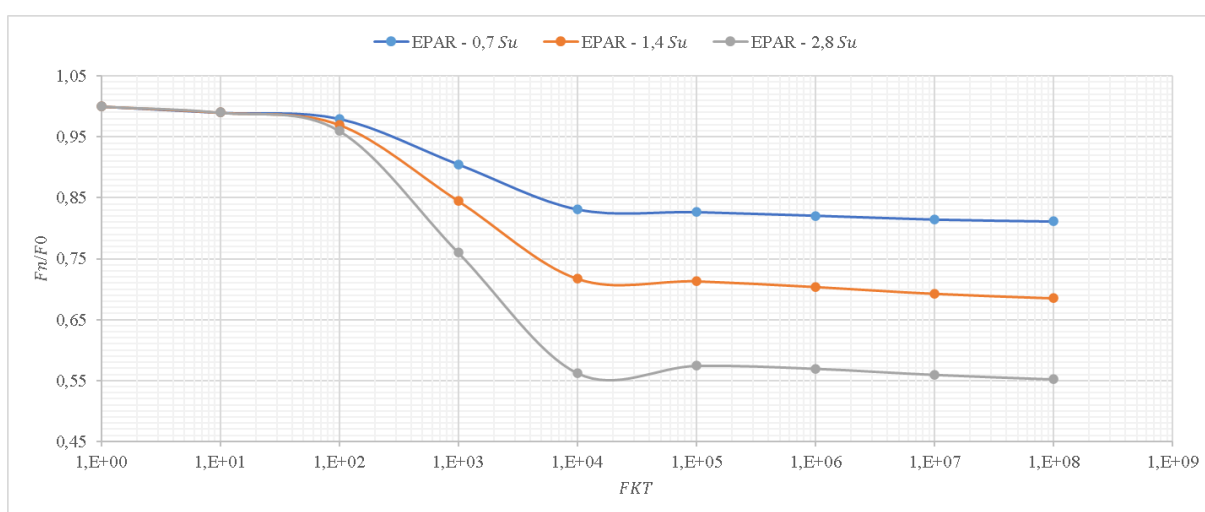
Tabela 6.9 – Resultantes e atenuação obtidas na variação da resistência não-drenada para os cenários de estudo paramétrico.

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]	Atenuação obtida no corrente estudo
EPAR – 0,7 S_u	4000	3324	17 %
EPAR – 1,4 S_u	4000	2870	28 %
EPAR – 2,8 S_u	4000	2249	44 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 6.9, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal são mostradas na Figura 6.3 a seguir. Uma vez que nos estudos paramétricos não há um valor referencial para comparação dos valores de atenuação, faz-se a escolha do parâmetro $FKT = 1,00 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ para caracterização dos resultados, situado em uma região da curva de atenuação onde percebe-se maior influência da variação entre parâmetros.

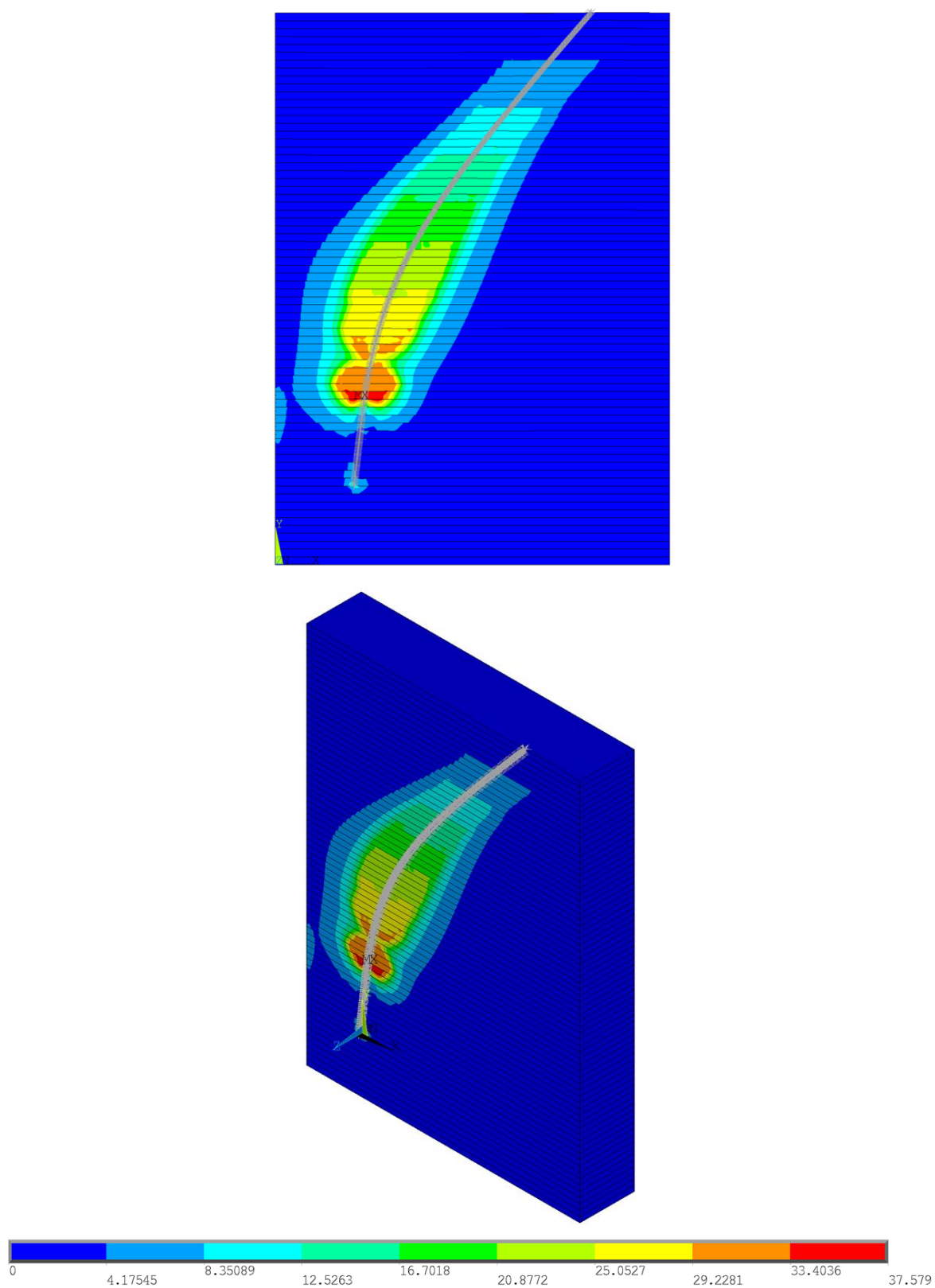
Figura 6.3 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – $0,7 S_u$, $1,4 S_u$ e $2,8 S_u$.



Fonte: elaborada para este trabalho.

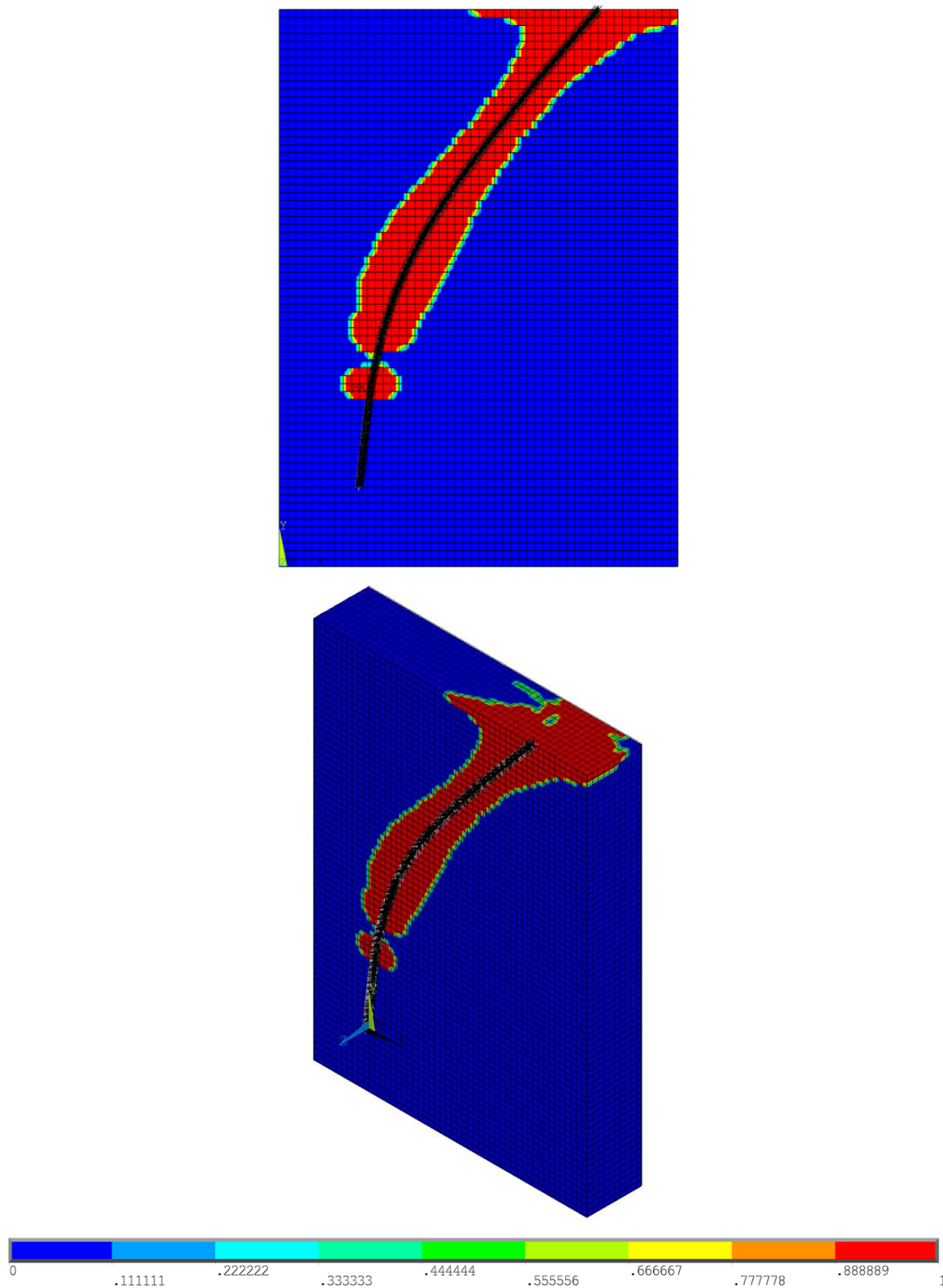
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são mostradas na sequência que compreende a Figura 6.4 até a Figura 6.9 e correspondem aos resultados obtidos na Tabela 6.9.

Figura 6.4 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – $0,7 S_u$: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



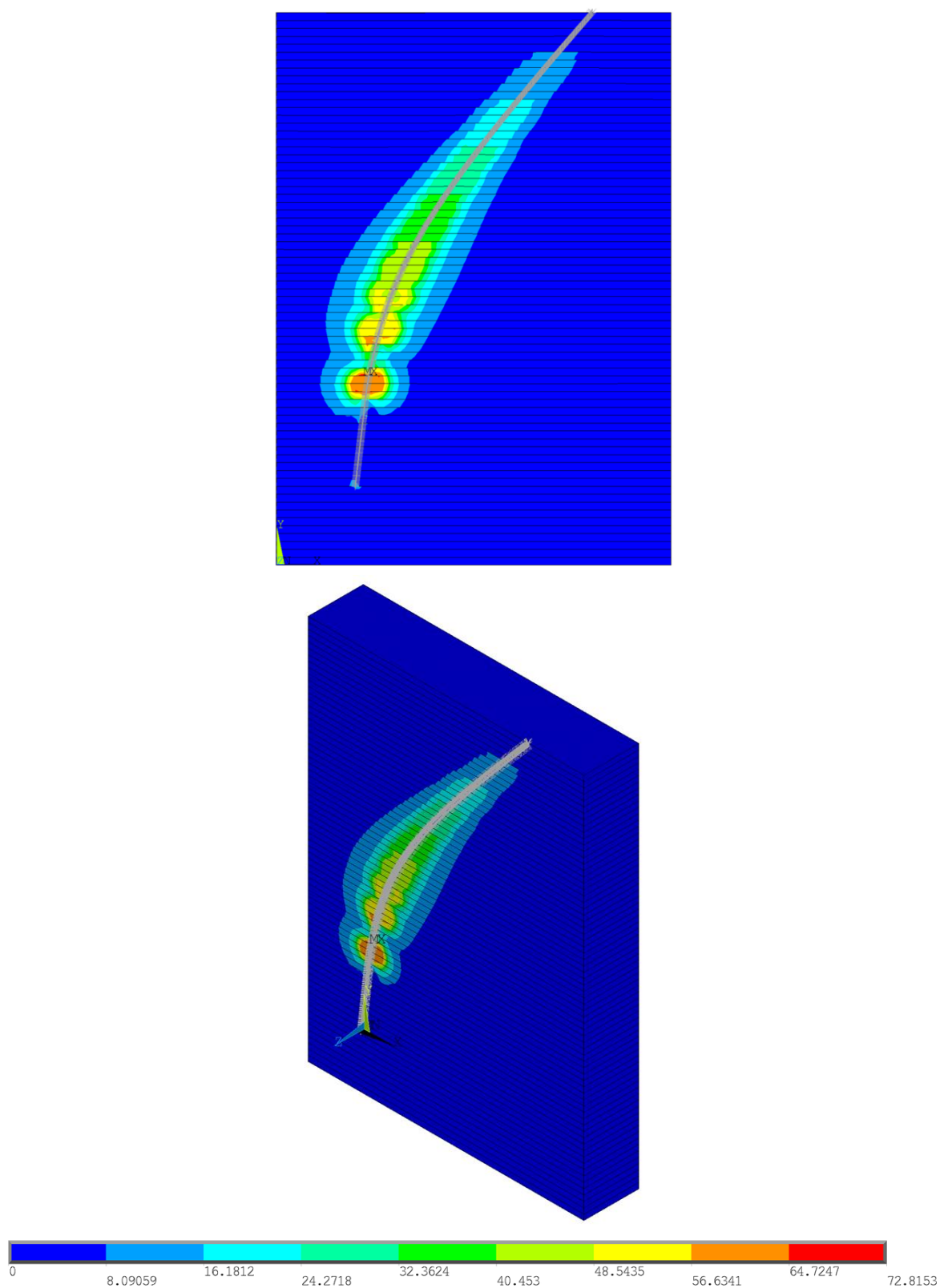
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.5 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – $0,7 S_u$: vistas frontal e isométrica



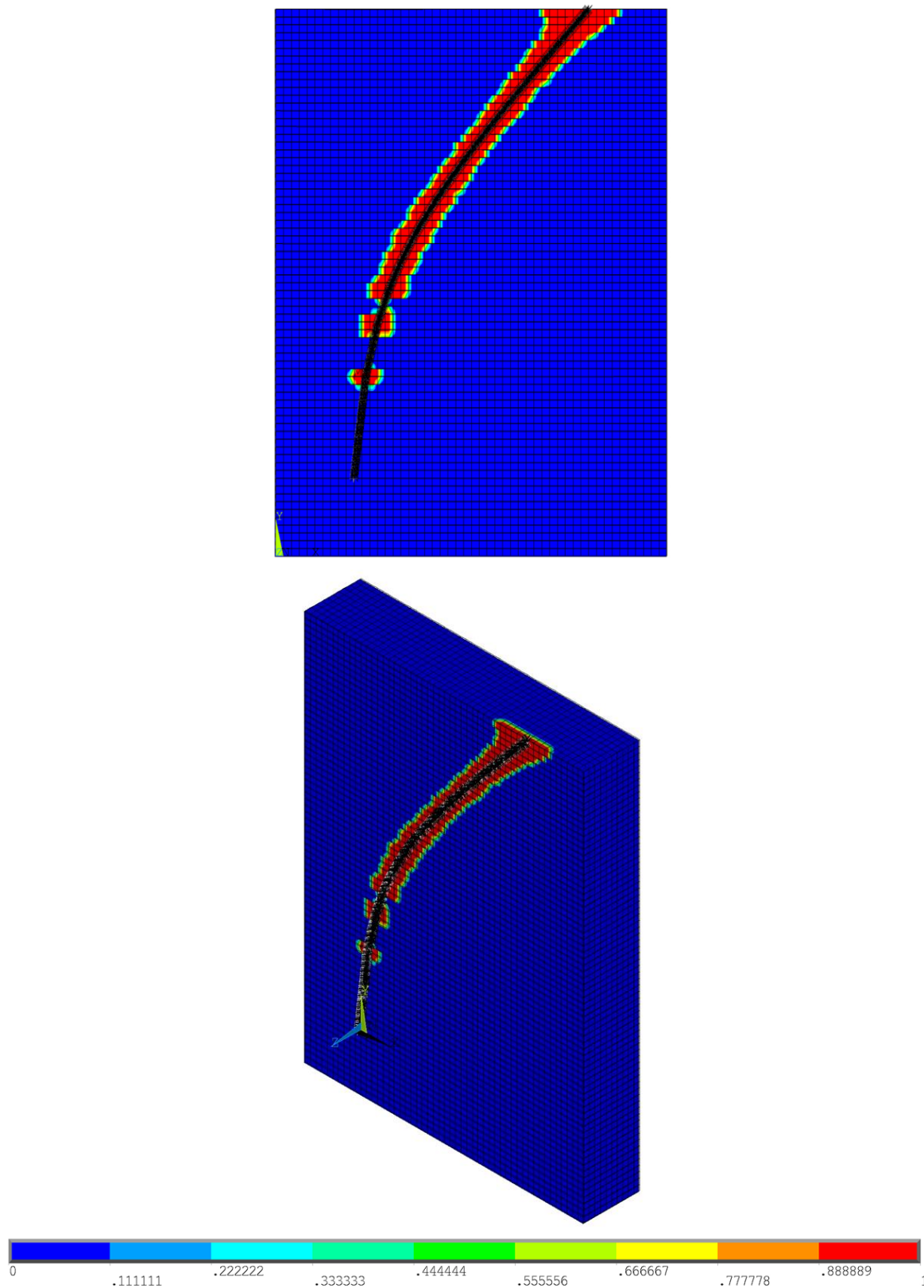
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.6 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – $1,4 S_u$: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



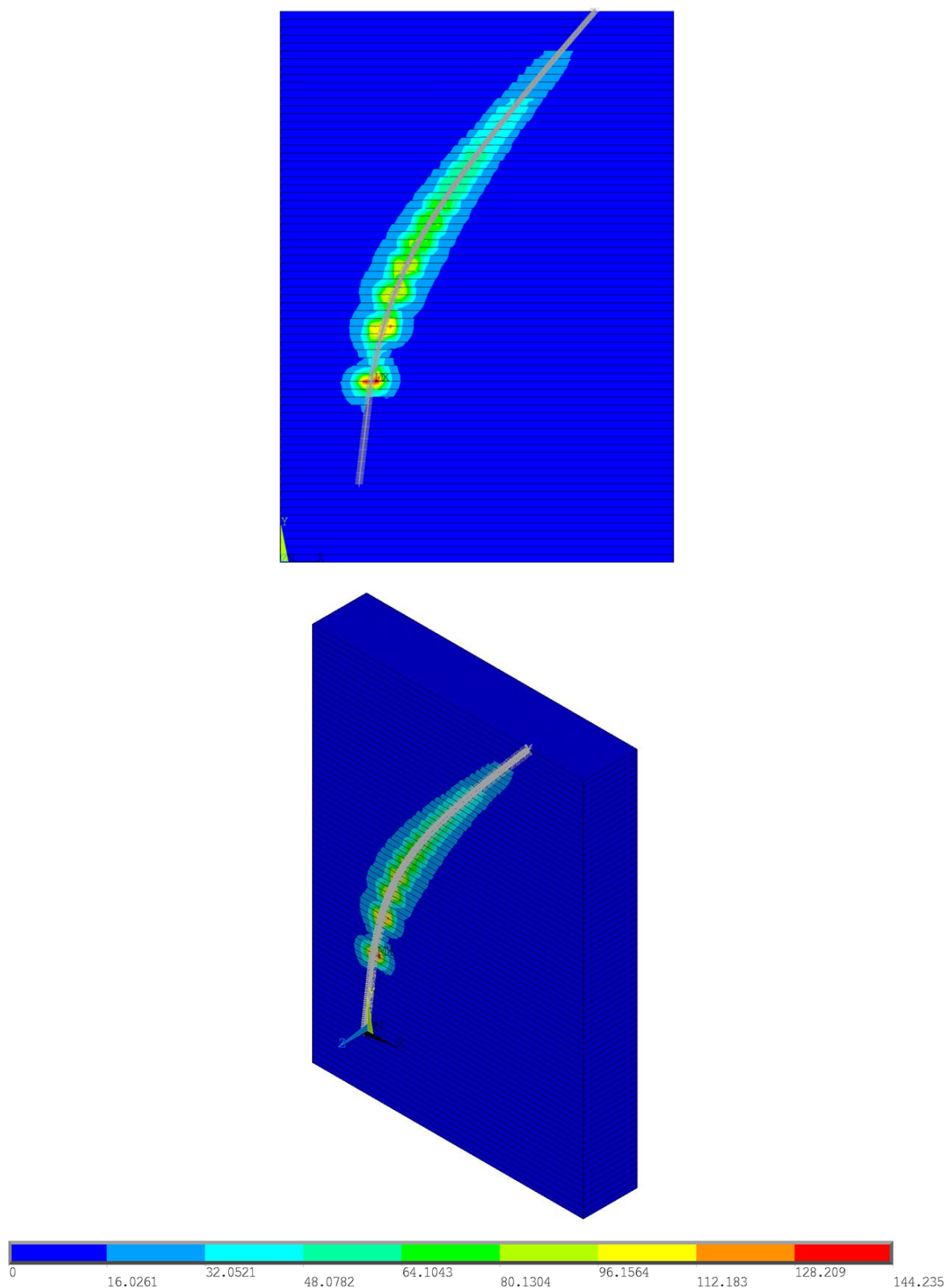
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.7 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – $1,4 S_u$: vistas frontal e isométrica.



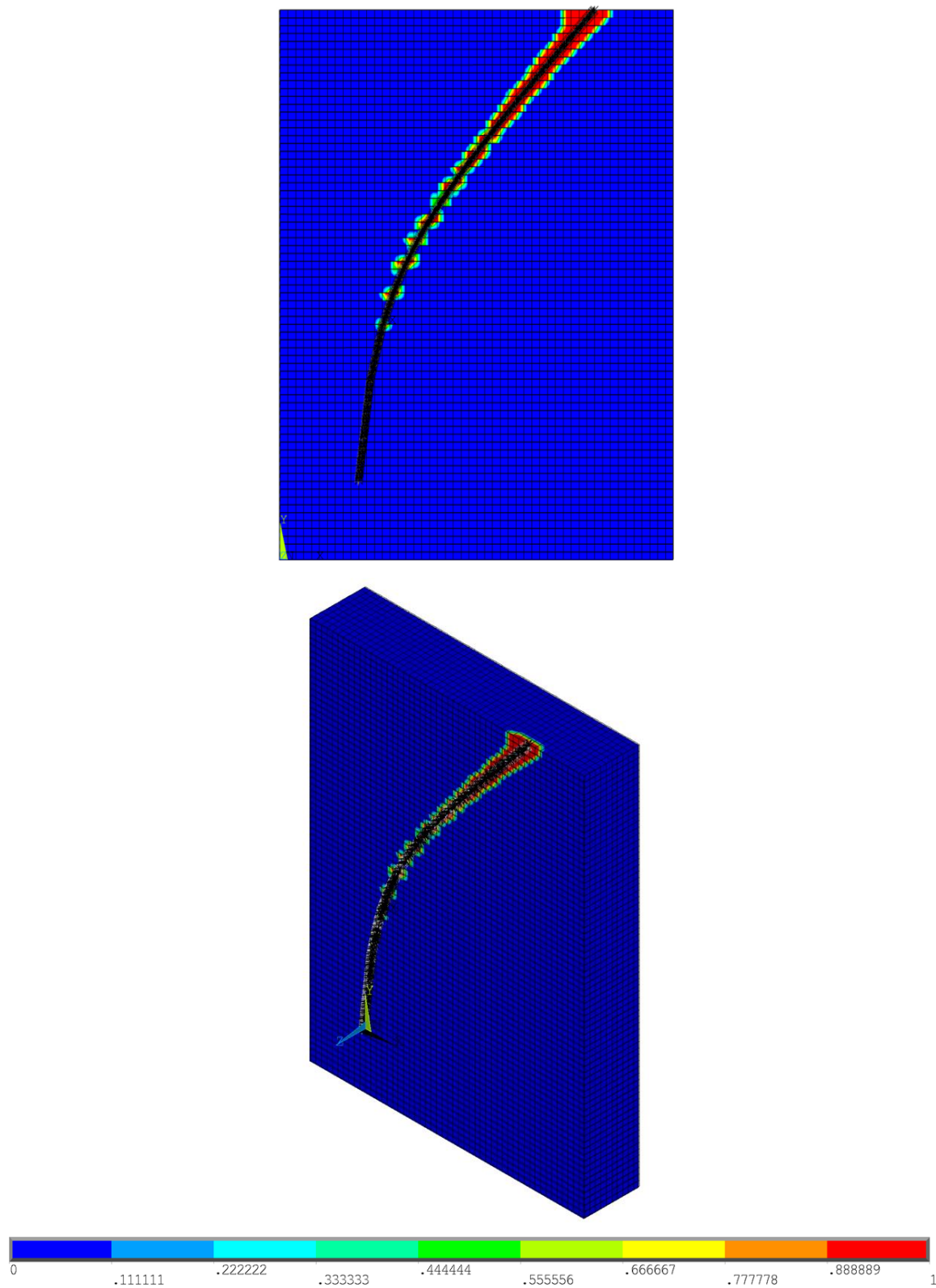
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.8 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – $2,8 S_u$: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.9 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – $2,8 S_u$: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Para o conjunto de figuras mostradas (Figura 6.4 até Figura 6.9), os resultados apresentados na Tabela 6.9 e as curvas ilustradas na Figura 6.3, comenta-se:

- a) observa-se, como era esperado, uma indicação ao aumento do percentual de atenuação com o crescimento da resistência não-drenada atribuída ao solo, sem ser notada, na faixa simulada, uma tendência de estagnação;
- b) ao avaliar os contornos em termos de Tensão Equivalente de Von Mises, visualiza-se menor perturbação ao longo da extensão da corrente embutida quanto maior for o valor da resistência não-drenada;
- c) em termos das Razões de Plastificação, no modelo com solo menos resistente obtém-se falha generalizada na extremidade superior, sendo este mecanismo progressivamente mitigado nos perfis de maior resistência;
- d) verifica-se o desenvolvimento da curva de atenuação com as características típicas de patamares e região de transição, sem alterações de formato com a variação da resistência não-drenada, somente magnitude.

6.2.2 Variação do módulo de elasticidade

De modo análogo ao que foi exposto no estudo anterior (item 6.2.1), a influência do módulo de elasticidade do solo, E_{solo} , é analisada para três perfis distintos, com variação ao longo da profundidade $Y_{mac2} = 35m$, definida como referencial (ver Tabela 6.6). A determinação dos perfis consistiu em posicionar o valor do adimensional de rigidez $\beta_{solo} = 300$ como intermediário, estudando o impacto na adoção de perfis com valores mínimo e máximo de $\beta_{solo} = 150$ e $\beta_{solo} = 600$, metade e o dobro, respectivamente.

O conjunto de valores que complementa as propriedades adotadas para a caracterização do solo no modelo criado são mostrados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação do módulo de elasticidade.

Parâmetro	Descrição	Valor			Unidade
S_u	resistência não-drenada	1,4 (γ)			kN/m ²
β_{solo}	adimensional de rigidez	150	300	600	-
E_{solo}	módulo de Young	$150 S_u$	$300 S_u$	$600 S_u$	kN/m ²
C_{solo}	coesão	1,4 (γ)			kN/m ²

Fonte: elaborada para este trabalho.

Uma vez definidos os parâmetros de entrada necessários, foram simulados os três modelos identificados como EPAR – β 150, EPAR – β 300 e EPAR – β 600, cuja comparação contrasta os níveis de atenuação para perfis de solo com diferentes módulos de elasticidade (rigidez).

Assim sendo, a Tabela 6.11 resume as resultantes obtidas no ponto de ancoragem e os respectivos percentuais de atenuação (de acordo com a Equação (5.1)).

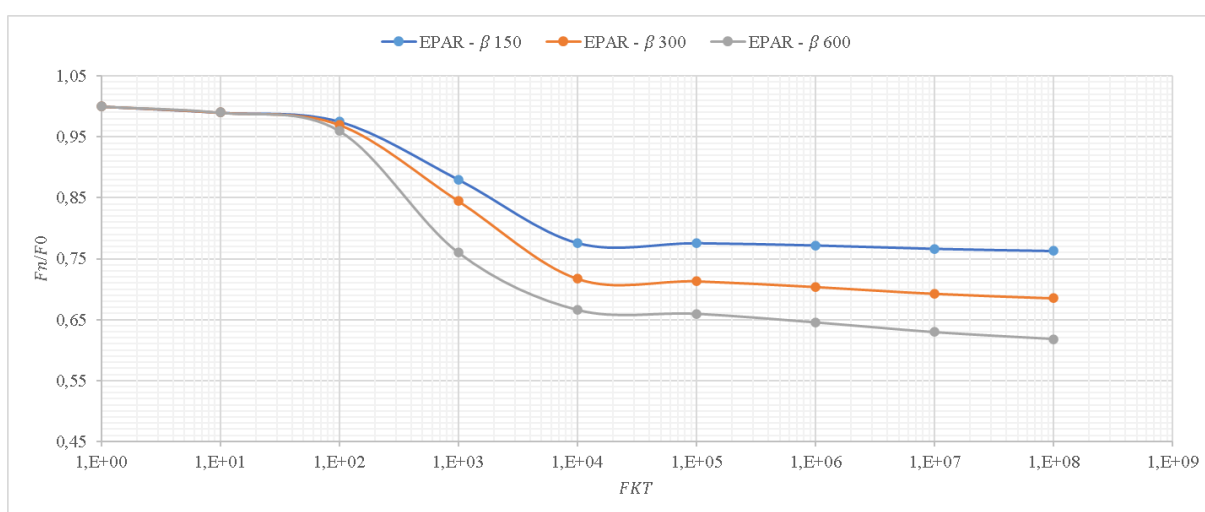
Tabela 6.11 – Resultantes e atenuação obtidas na variação do módulo de elasticidade do solo para os cenários de estudo paramétrico.

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]	Atenuação obtida no corrente estudo
EPAR – β 150	4000	3103	22 %
EPAR – β 300	4000	2870	28 %
EPAR – β 600	4000	2664	33 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 6.11, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal são mostradas na Figura 6.10. Uma vez que nos estudos paramétricos não há um valor referencial para comparação dos valores de atenuação, faz-se a escolha do parâmetro $FKT = 1,00 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ para caracterização dos resultados, situado em uma região da curva de atenuação onde percebe-se maior influência da variação entre parâmetros.

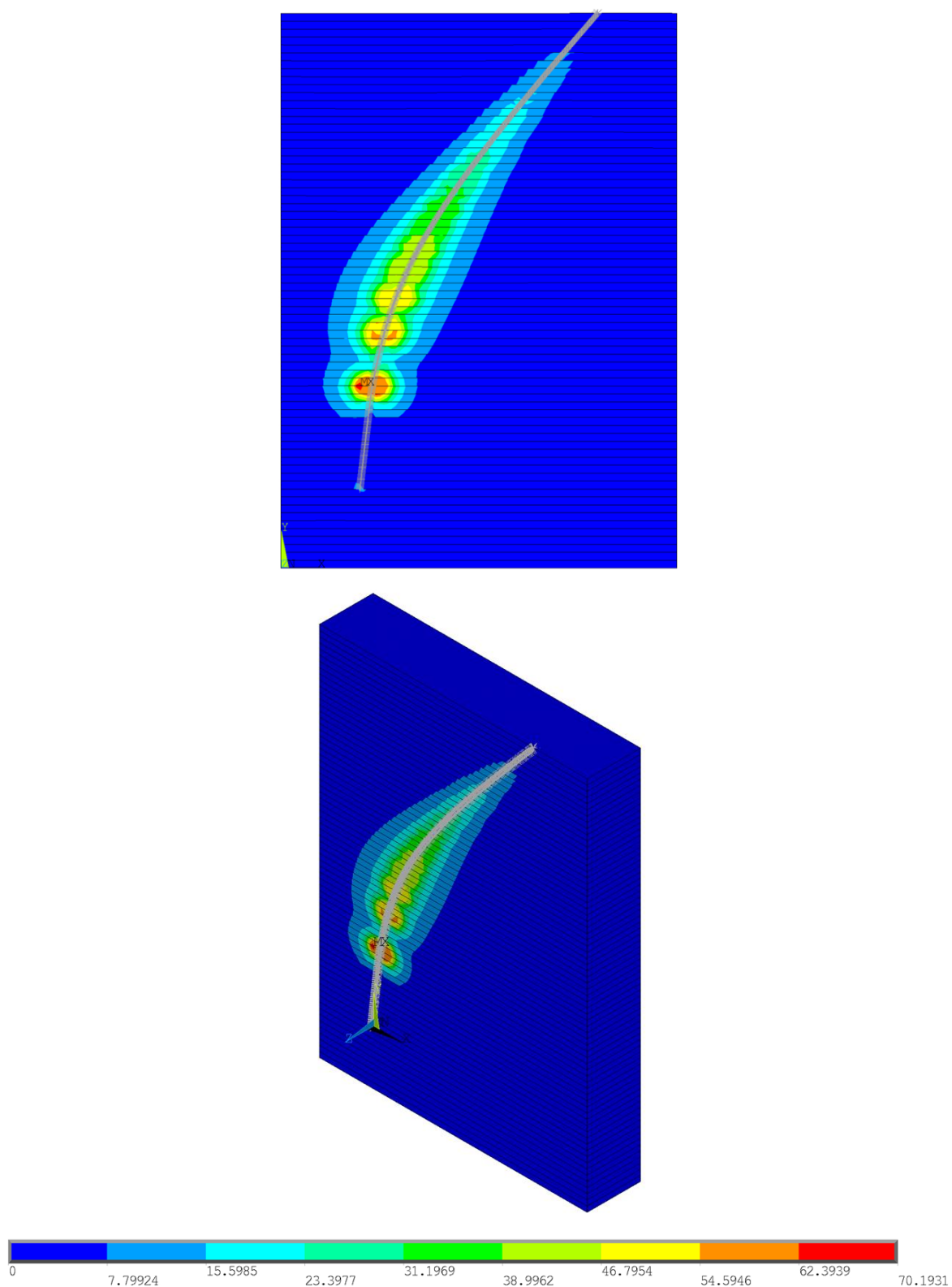
Figura 6.10 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – β 150, β 300 e β 600.



Fonte: elaborada para este trabalho.

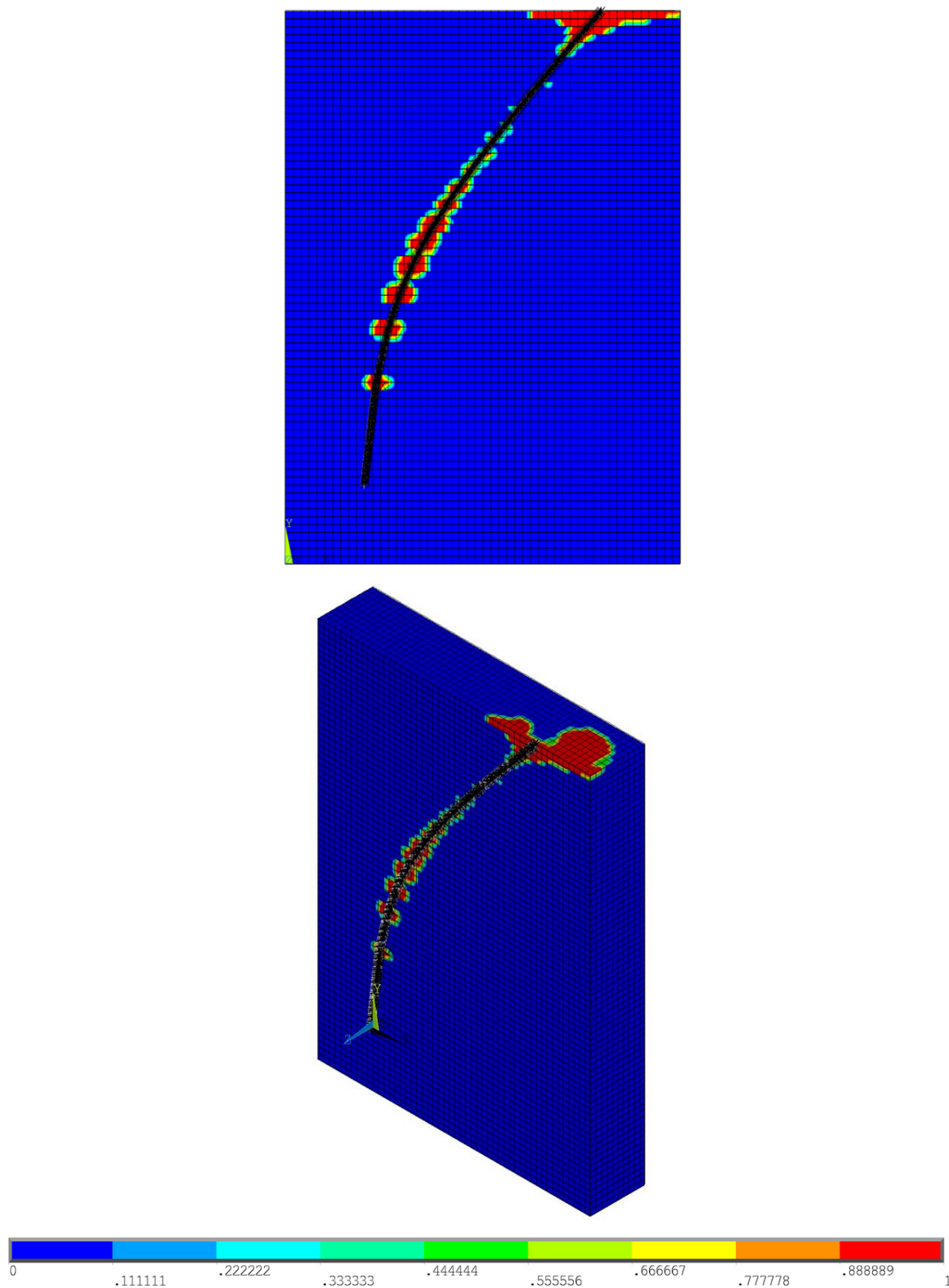
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são apresentadas na sequência que abrange a Figura 6.11 até a Figura 6.16 e correspondem aos resultados obtidos na Tabela 6.11.

Figura 6.11 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – β 150: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



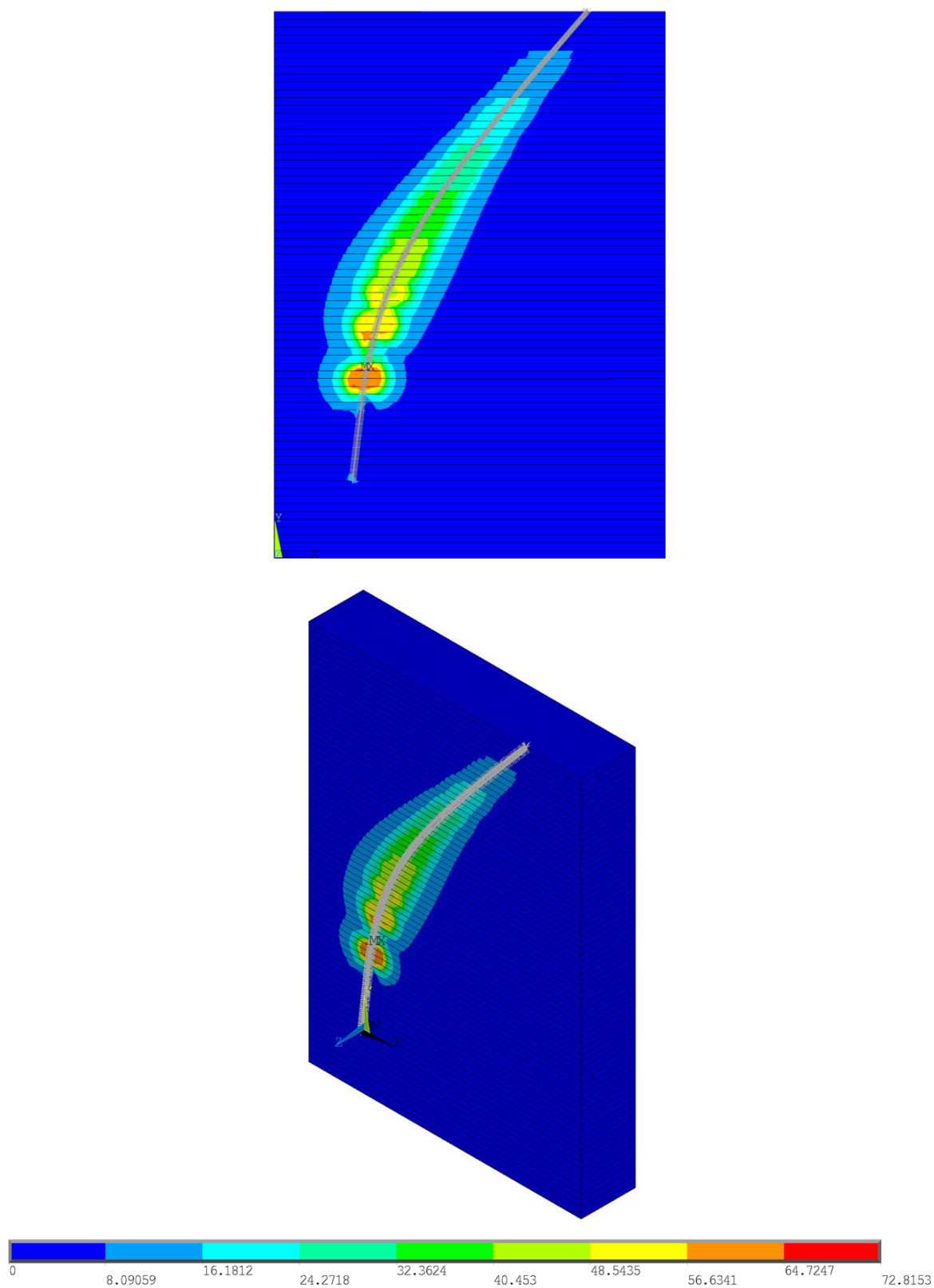
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.12 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – β 150: vistas frontal e isométrica.



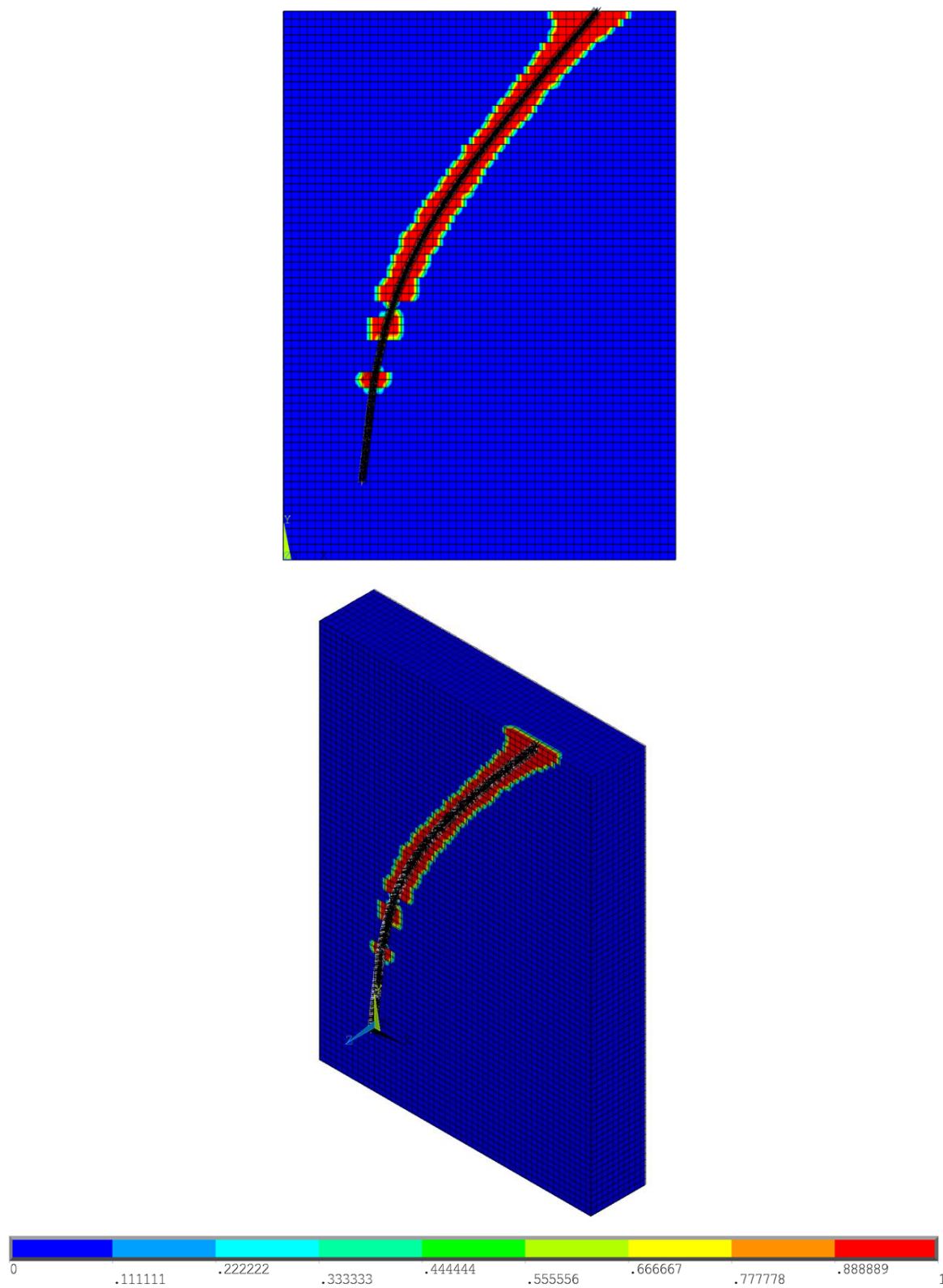
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.13 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – β 300: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



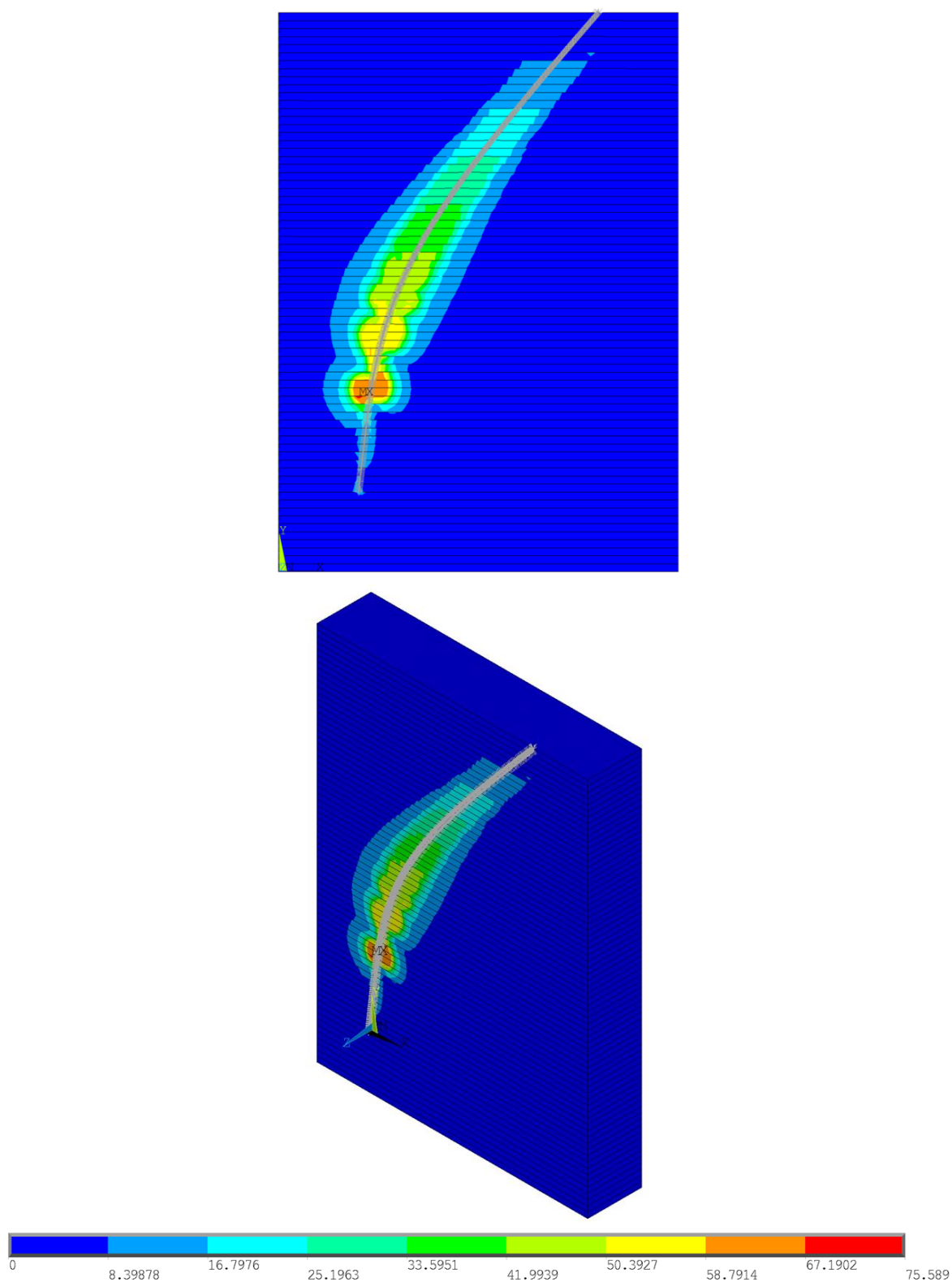
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.14 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – β 300: vistas frontal e isométrica.



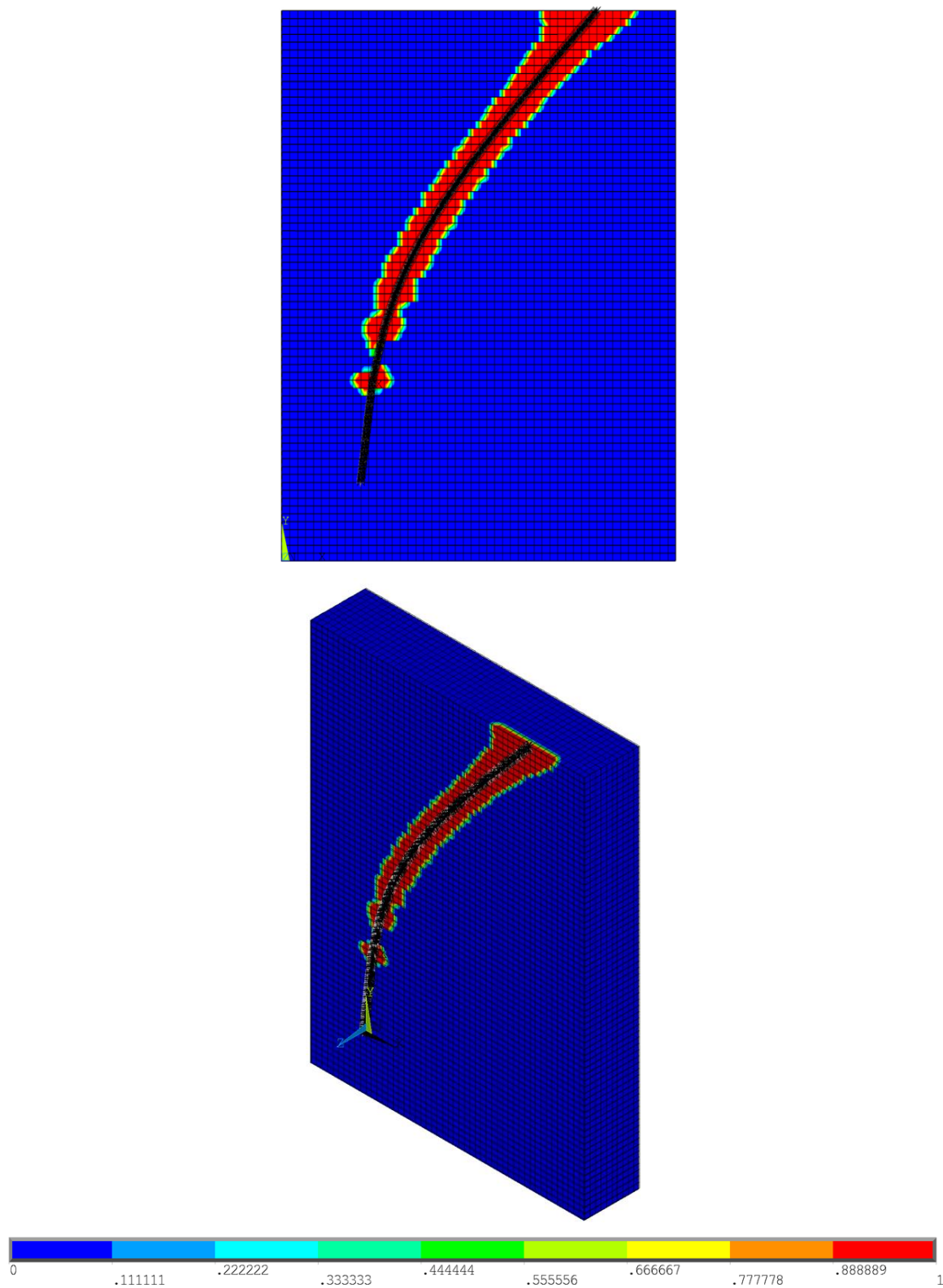
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.15 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – β 600: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.16 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – β 600: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

A partir dos resultados exibidos na Tabela 6.11, curvas de atenuação da Figura 6.10 e o grupo de figuras mostrado (Figura 6.11 até Figura 6.16), é possível analisar:

- a) a amplitude das atenuações calculadas é gradualmente crescente para os modelos EPAR – β 150, EPAR – β 300 e EPAR – β 600, expondo uma relação direta com a rigidez admitida para o solo modelado;
- b) ao analisar os contornos em termos de Tensão Equivalente de Von Mises, a perturbação do solo no entorno da linha de ancoragem embutida é semelhante para todos os modelos, se estendendo desde a extremidade superior até a inferior;
- c) todavia, ao observar a Razão de Plastificação, verifica-se concentração de solo falhando na extremidade superior e menor abrangência desta região com o aumento da profundidade do ponto de ancoragem;
- d) verifica-se o desenvolvimento da curva de atenuação com as características típicas de patamares e região de transição, sem alterações de formato com a variação do adimensional de rigidez β_{solo} , somente magnitude.

6.3 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CATENÁRIA NO INTERIOR DO SOLO

6.3.1 Variação da profundidade de ancoragem

A influência da profundidade de ancoragem, H , é analisada para três níveis de penetração do elemento de fundação: 25, 30 e 35 metros. A definição dos valores consistiu em posicionar a profundidade referencial $H = 30m$ como intermediária, estudando o impacto na variação de $\pm 5m$ neste valor. As catenárias inversas provenientes dessas alterações são representadas em seguida na Figura 6.17.

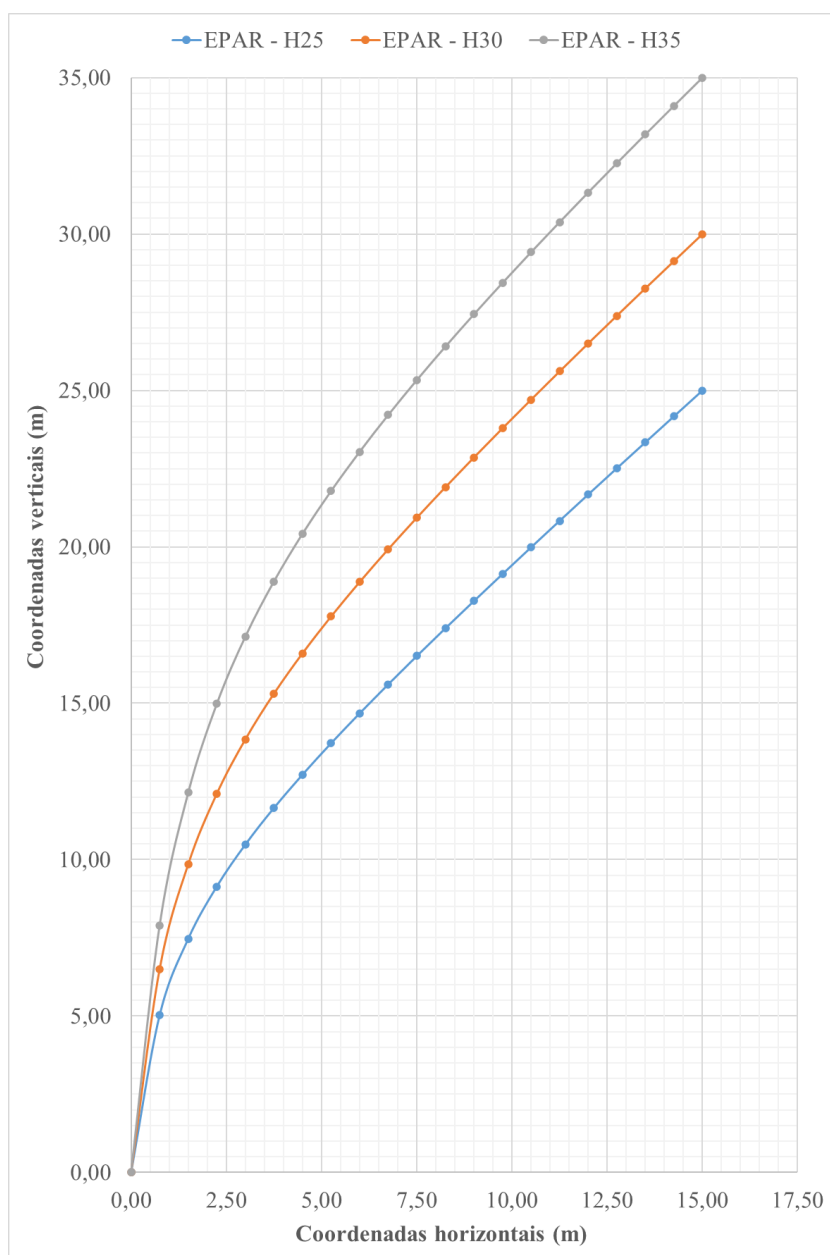
O conjunto de valores que complementa as propriedades adotadas para a caracterização do solo no modelo criado são mostrados na Tabela 6.12 a seguir (rever item 6.1.1):

Tabela 6.12 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação da profundidade de ancoragem.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
S_u	resistência não-drenada	1,4 (γ)	kN/m ²
β_{solo}	adimensional de rigidez	300	-
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u	kN/m ²
C_{solo}	coesão	1,4 (γ)	kN/m ²

Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.17 – Catenárias para avaliação da influência da profundidade.



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 6.17 disponibilizadas no APÊNDICE A.

Uma vez definidos os parâmetros de entrada necessários, foram simulados os três modelos identificados como EPAR – H 25, EPAR – H 30 e EPAR – H 35, cuja comparação contrasta os níveis de atenuação para ancoragens de menor ou maior profundidade.

Assim sendo, a Tabela 6.13 resume as resultantes obtidas no ponto de ancoragem e os respectivos percentuais de atenuação (de acordo com a Equação (5.1)).

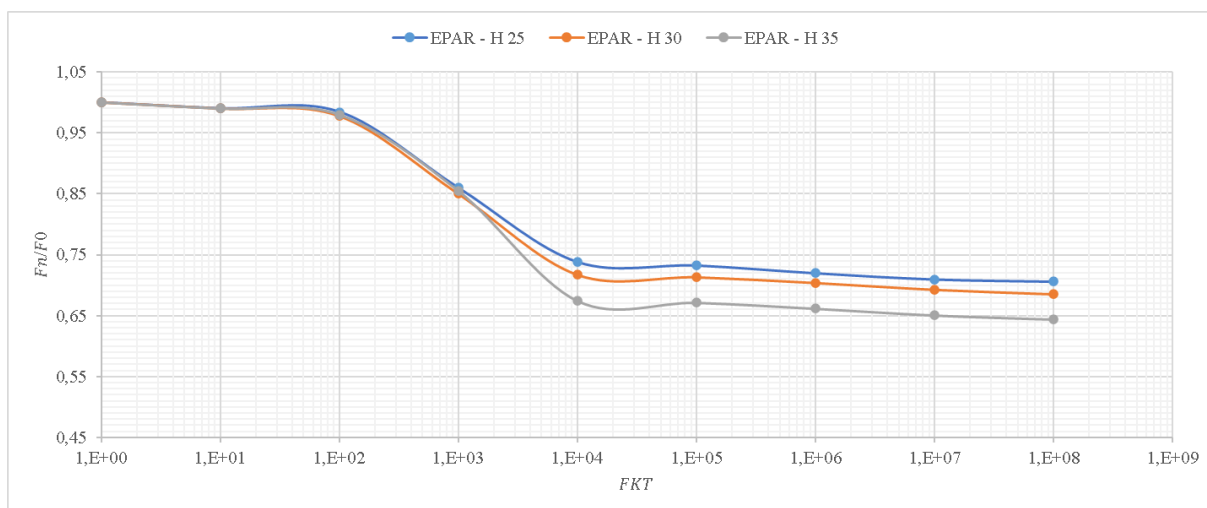
Tabela 6.13 – Resultantes e atenuação obtidas na variação da profundidade de ancoragem para os cenários de estudo paramétrico.

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]	Atenuação obtida no corrente estudo
EPAR – H 25	4000	2954	26 %
EPAR – H 30	4000	2870	28 %
EPAR – H 35	4000	2697	33 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 6.13, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal são mostradas na Figura 6.18 a seguir. Uma vez que nos estudos paramétricos não há um valor referencial para comparação dos valores de atenuação, faz-se a escolha do parâmetro $FKT = 1,00 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ para caracterização dos resultados, situado em uma região da curva de atenuação onde percebe-se maior influência da variação entre parâmetros.

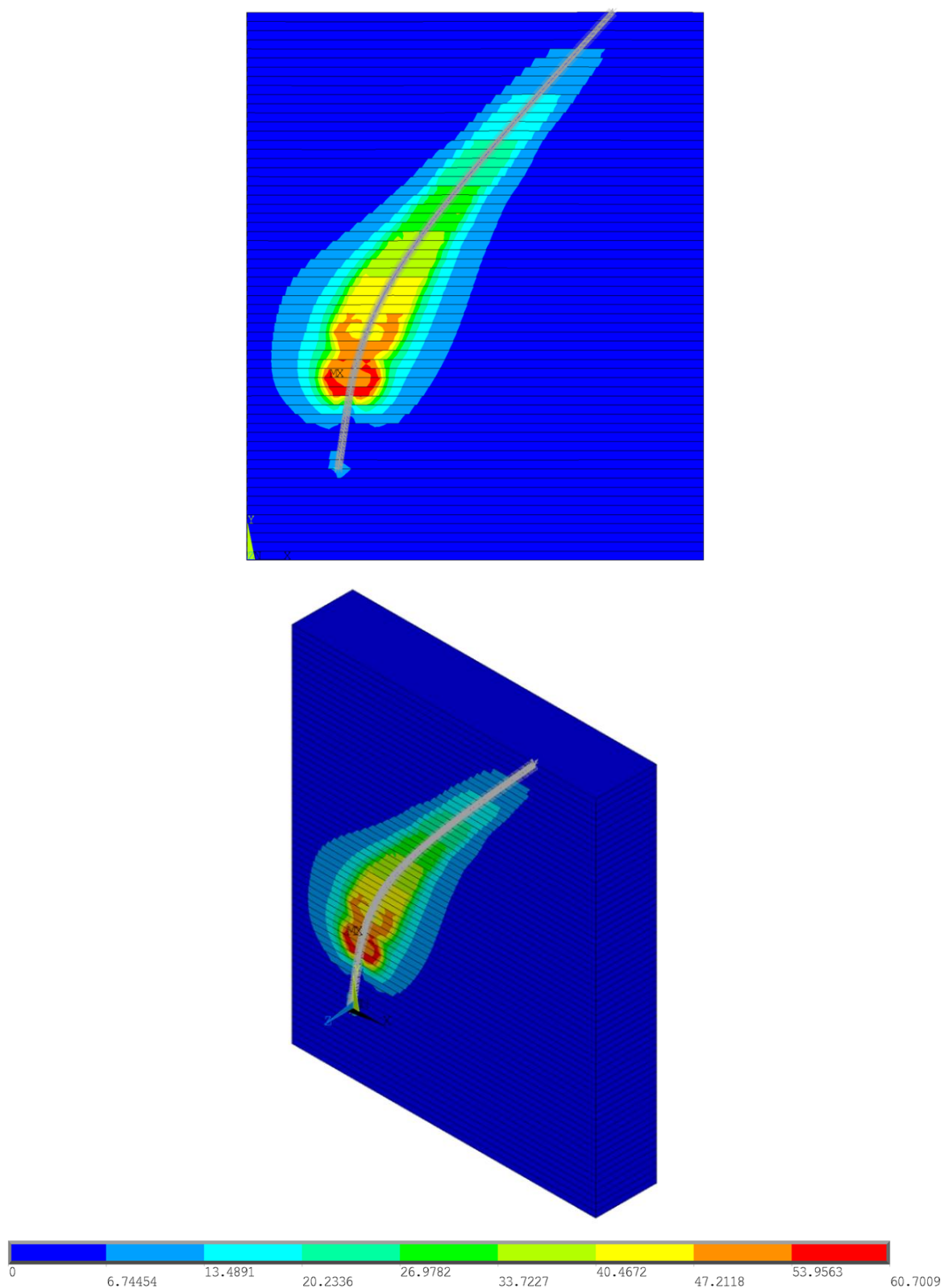
Figura 6.18 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – H 25, H 30 e H 35.



Fonte: elaborada para este trabalho.

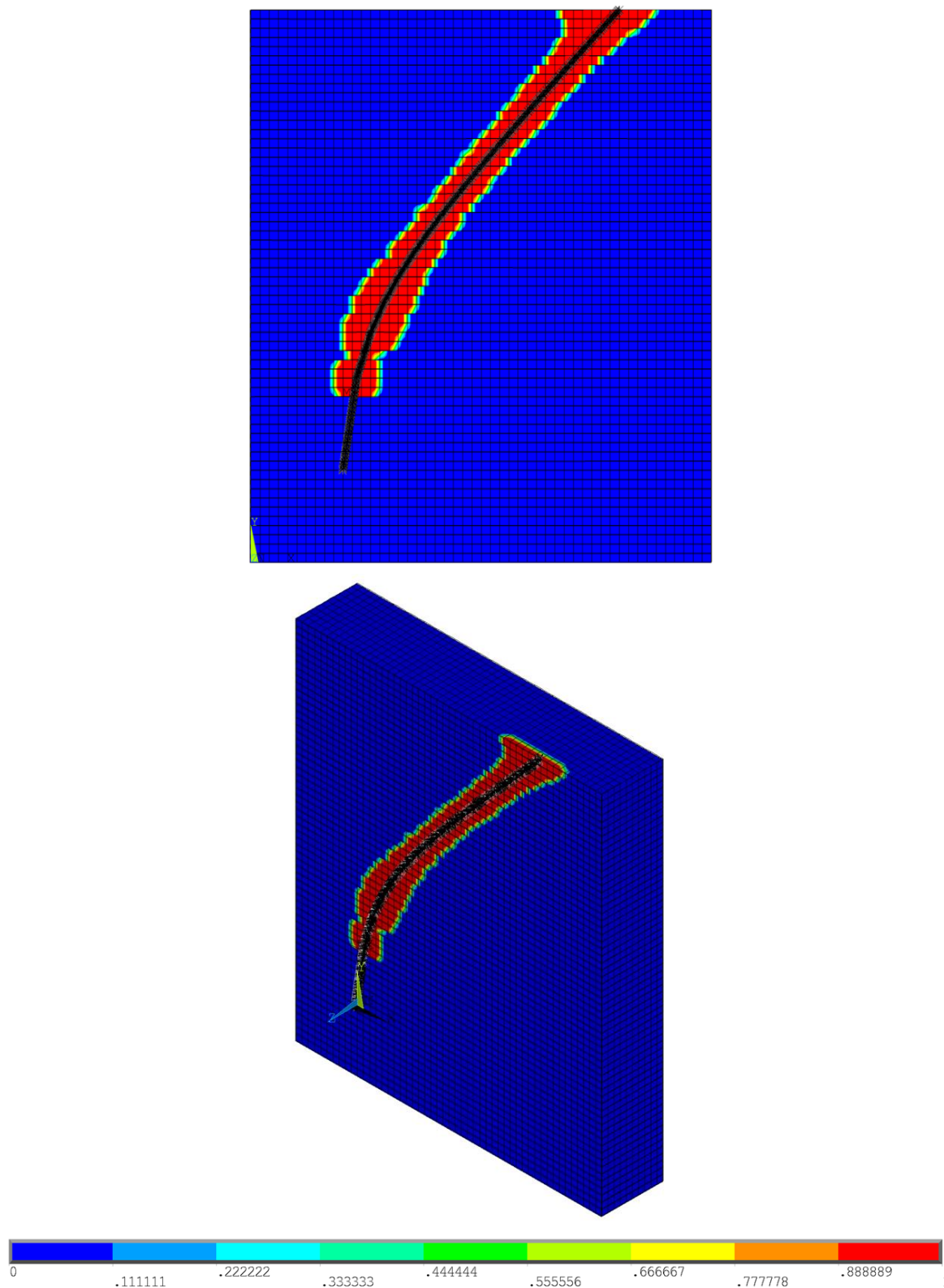
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são expostas na sequência que compreende a Figura 6.19 até a Figura 6.24 e correspondem aos resultados obtidos na Tabela 6.13.

Figura 6.19 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – H 25: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



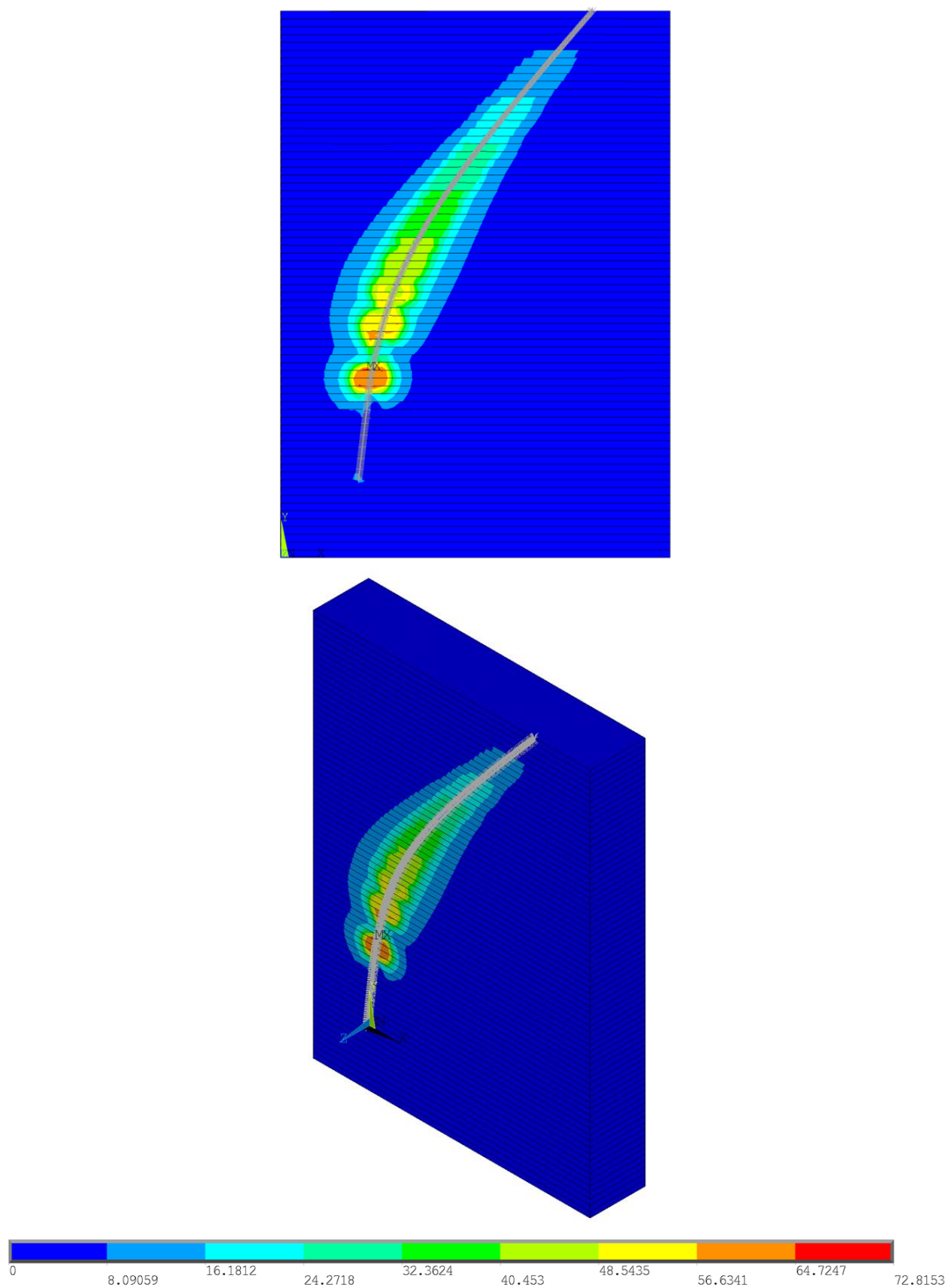
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.20 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – H 25: vistas frontal e isométrica.



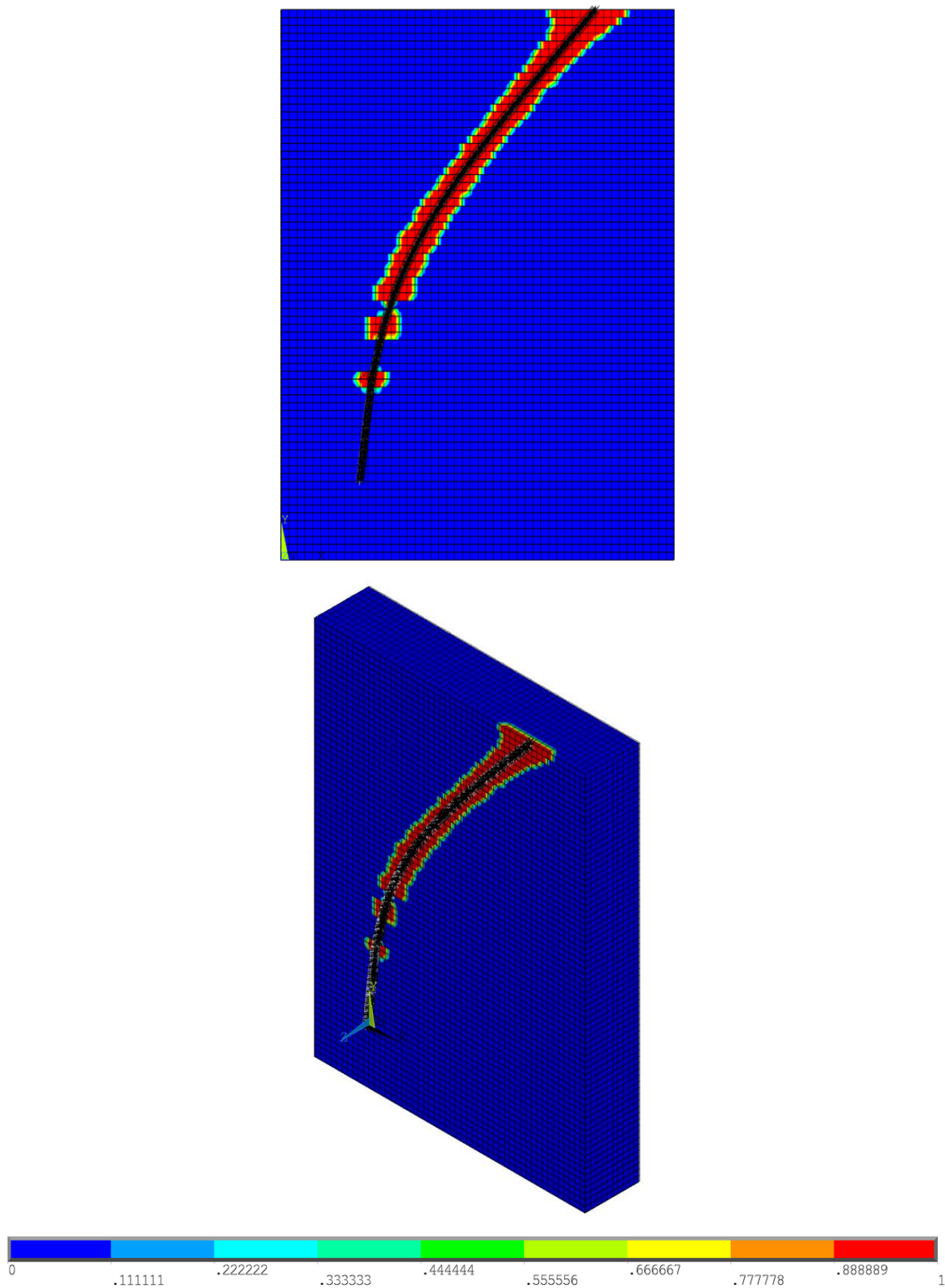
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.21 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – H 30: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



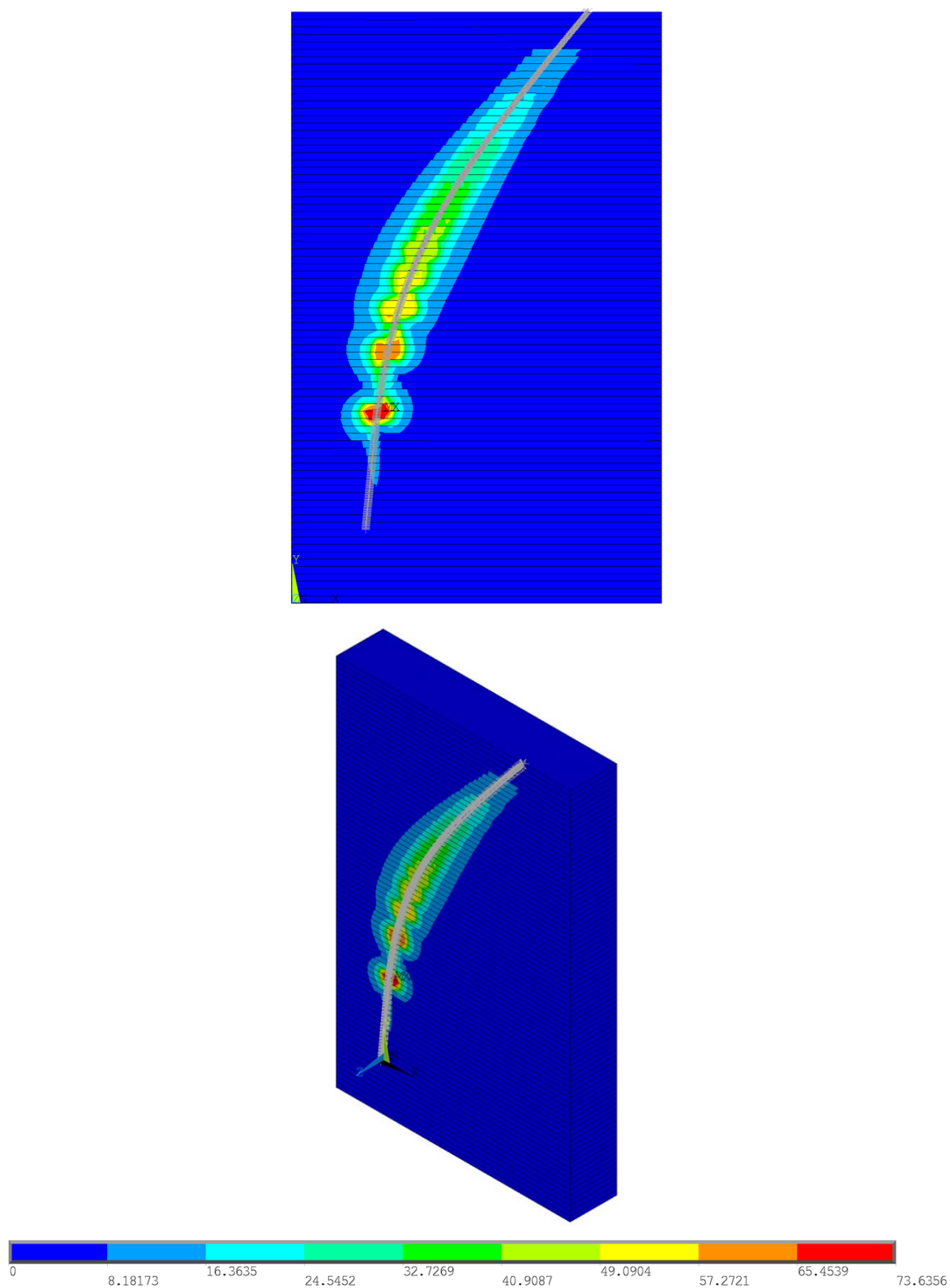
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.22 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – H 30: vistas frontal e isométrica.



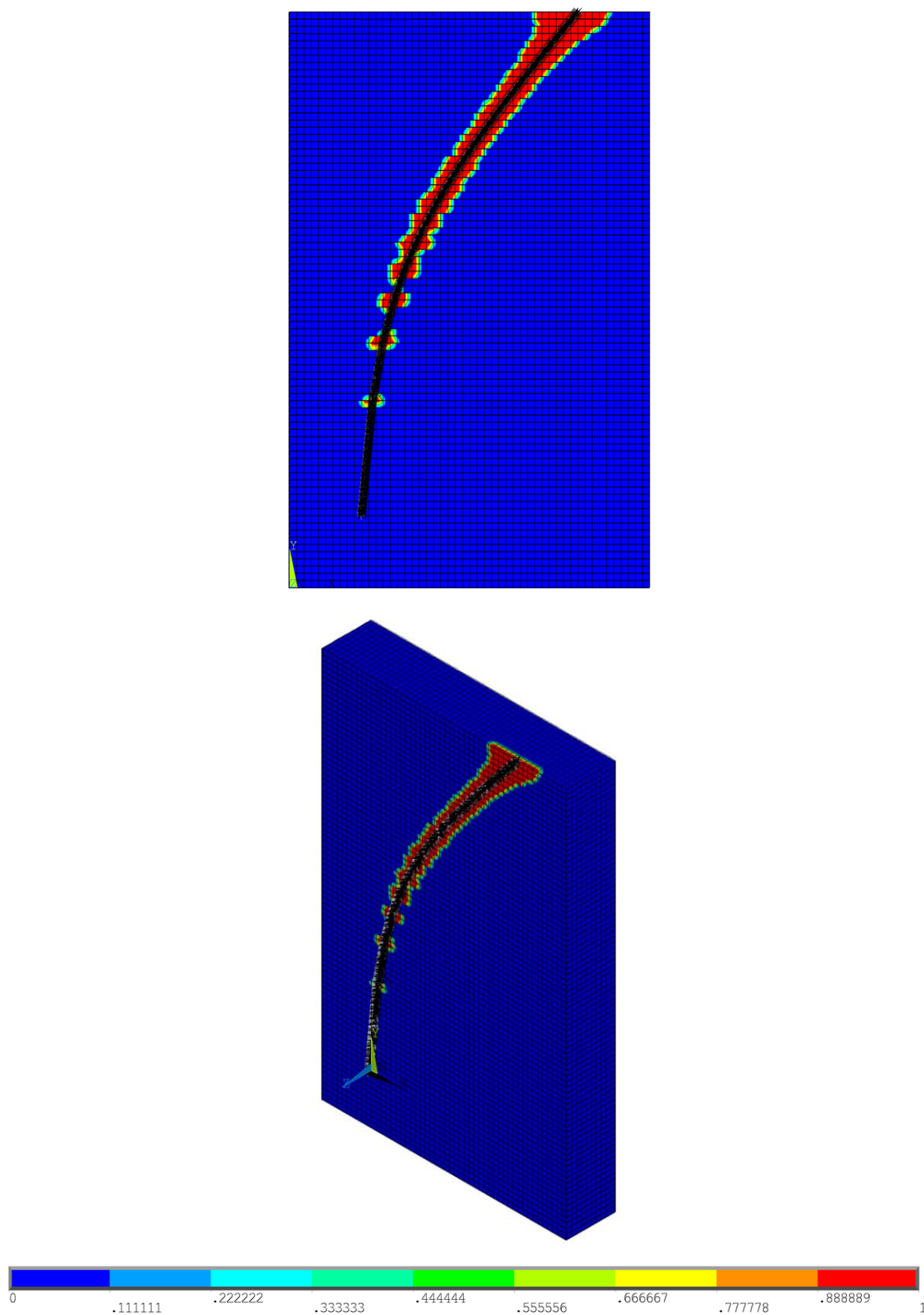
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.23 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – H 35: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.24 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – H 35: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

De posse das curvas apresentadas na Figura 6.18 dos resultados mostrados na Tabela 6.13 e a série de figuras mostradas (Figura 6.19 até Figura 6.24), pondera-se:

- a) os percentuais de atenuação são crescentes de acordo com o aumento da profundidade de ancoragem, isto é, espera-se uma maior dissipação de carga quanto maior a distância vertical entre o ponto de embutimento e o ponto de ancoragem;
- b) em todas as simulações é perceptível a perturbação no entorno da linha de ancoragem, com certa concentração de mobilização na inflexão da região inferior da catenária inversa;
- c) ao analisar as Razões de Plastificação, observa-se bastante semelhança entre os contornos obtidos para as diferentes profundidades, porém com maior faixa de elementos falhando para o dispositivo de ancoragem menos profundo;
- d) verifica-se o desenvolvimento da curva de atenuação com as características típicas de patamares e região de transição, sem alterações de formato com a variação da profundidade de ancoragem, somente magnitude.

6.3.2 Variação do ângulo na extremidade inferior

A influência do ângulo formado entre a linha de ancoragem e o eixo horizontal na conexão com o dispositivo de ancoragem, θ_n , é analisada para três possibilidades de inclinação: 85°, 80° e 70°. A definição dos valores consistiu em posicionar o ângulo referencial $\theta_0 = 80^\circ$ como intermediário, estudando o impacto na consideração de +5° e -10° neste valor. Cabe mencionar que os valores mais reduzidos de inclinação foram observados na formação das catenárias nos Testes do Programa Petrobras (ver 3.4 e 5.4), em contraste com o que foi utilizado por Braun *et al.* (2018) (ver 3.3 e 5.3), por exemplo, sendo um valor mais elevado do que normalmente se adota em projeto devido aos indícios experimentais. As catenárias inversas provenientes dessas alterações são representadas na Figura 6.25 mais à frente.

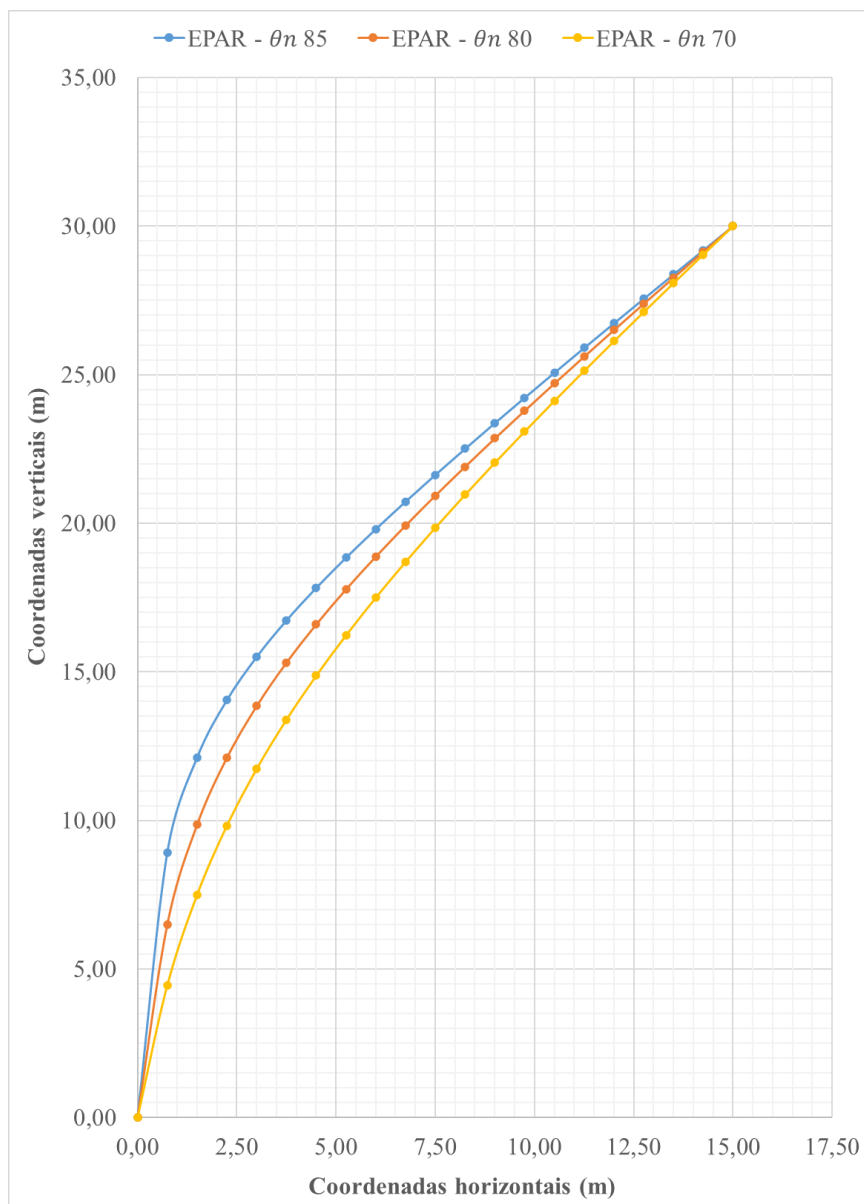
O conjunto de valores que complementa as propriedades adotadas para a caracterização do solo no modelo criado são mostrados na Tabela 6.14 (rever item 6.1.1).

Tabela 6.14 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação do ângulo na extremidade inferior da catenária.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
S_u	resistência não-drenada	1,4 (γ)	kN/m ²
β_{solo}	adimensional de rigidez	300	-
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u	kN/m ²
C_{solo}	coesão	1,4 (γ)	kN/m ²

Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.25 – Catenárias inversas idealizadas para avaliação da influência do ângulo na extremidade inferior.



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 6.25 são disponibilizadas no APÊNDICE A.

Uma vez definidos os parâmetros de entrada necessários, foram simulados os três modelos identificados como EPAR – θ_n 85, EPAR – θ_n 80 e EPAR – θ_n 70, cuja comparação contrasta os níveis de atenuação para ancoragens com diferentes inclinações na extremidade inferior.

Assim sendo, a Tabela 6.15 resume as resultantes obtidas no ponto de ancoragem e os respectivos percentuais de atenuação (de acordo com a Equação (5.1)).

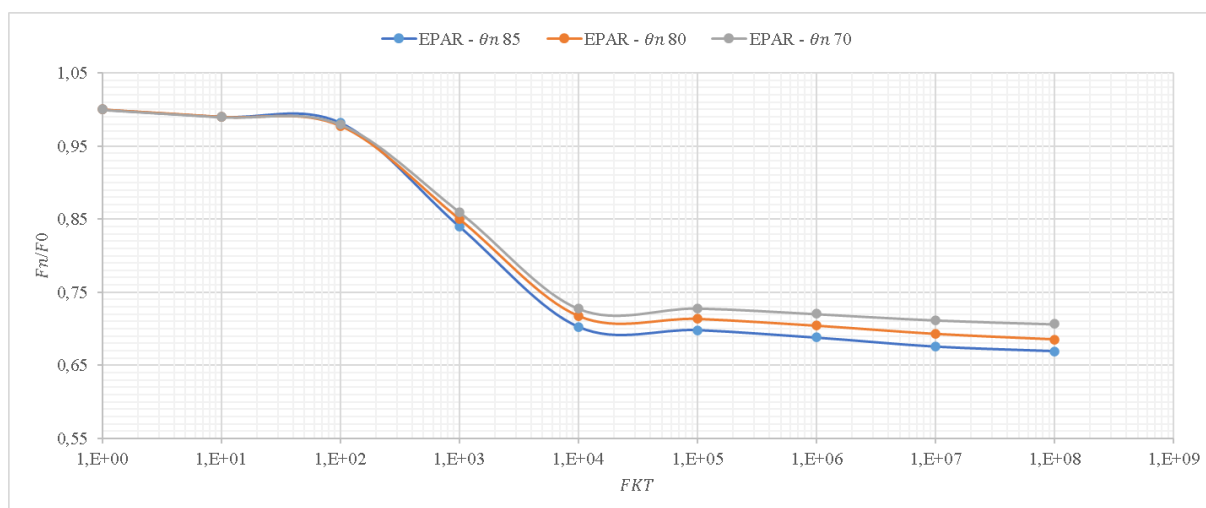
Tabela 6.15 – Resultantes e atenuação obtidas na variação do ângulo θ_n para os cenários de estudo paramétrico.

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]	Atenuação obtida no corrente estudo
EPAR – θ_n 85	4000	2811	30 %
EPAR – θ_n 80	4000	2870	28 %
EPAR – θ_n 70	4000	2911	27 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 6.15, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal são mostradas na Figura 6.26. Uma vez que nos estudos paramétricos não há um valor referencial para comparação dos valores de atenuação, faz-se a escolha do parâmetro $FKT = 1,00 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ para caracterização dos resultados, situado em uma região da curva de atenuação onde percebe-se maior influência da variação entre parâmetros.

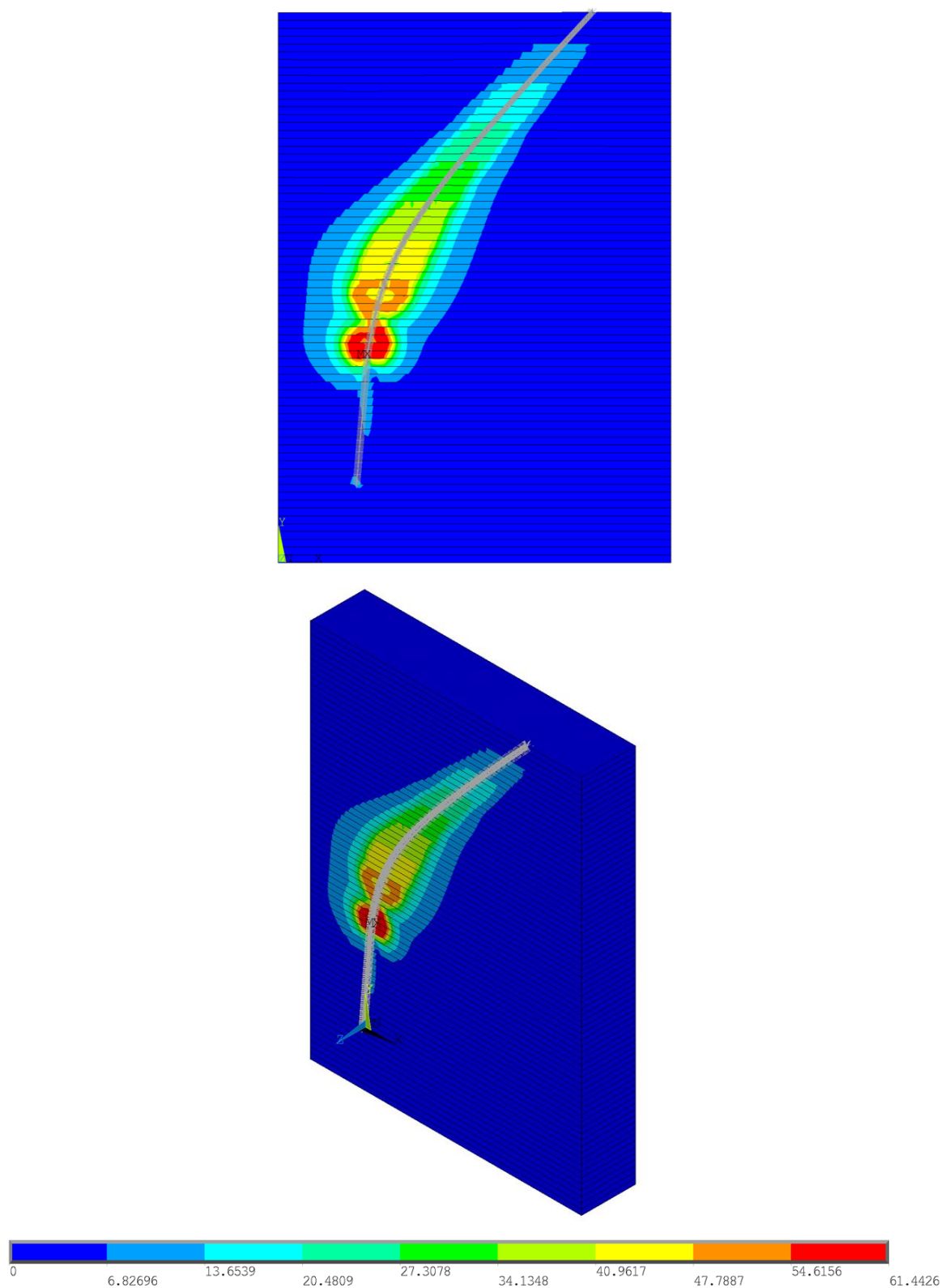
Figura 6.26 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – θ_n 85, θ_n 80 e θ_n 70.



Fonte: elaborada para este trabalho.

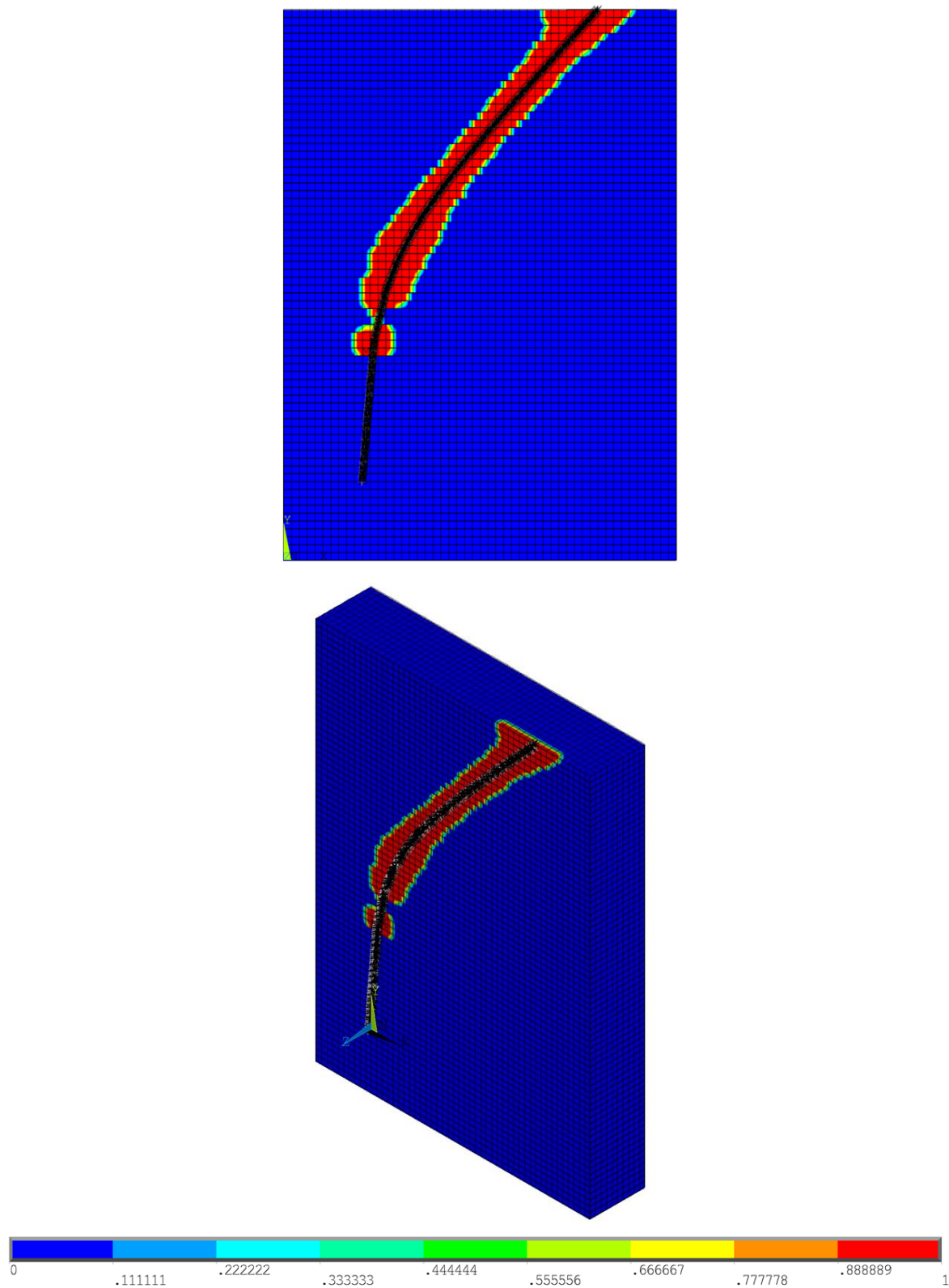
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são apresentadas na sequência que abrange a Figura 6.27 até a Figura 6.32 e correspondem aos resultados obtidos na Tabela 6.15.

Figura 6.27 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – θ_n 85: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



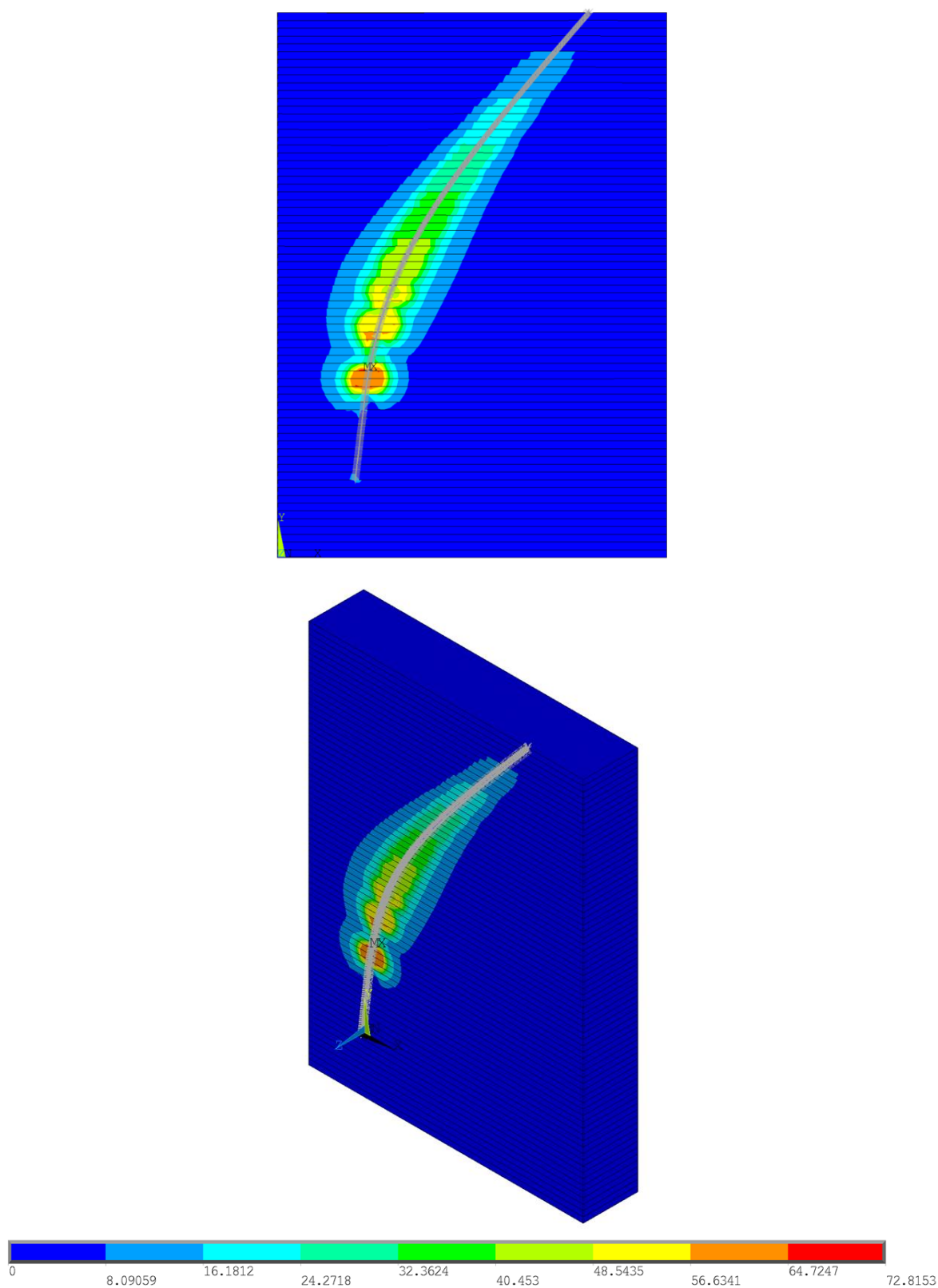
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.28 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – θ_n 85: vistas frontal e isométrica.



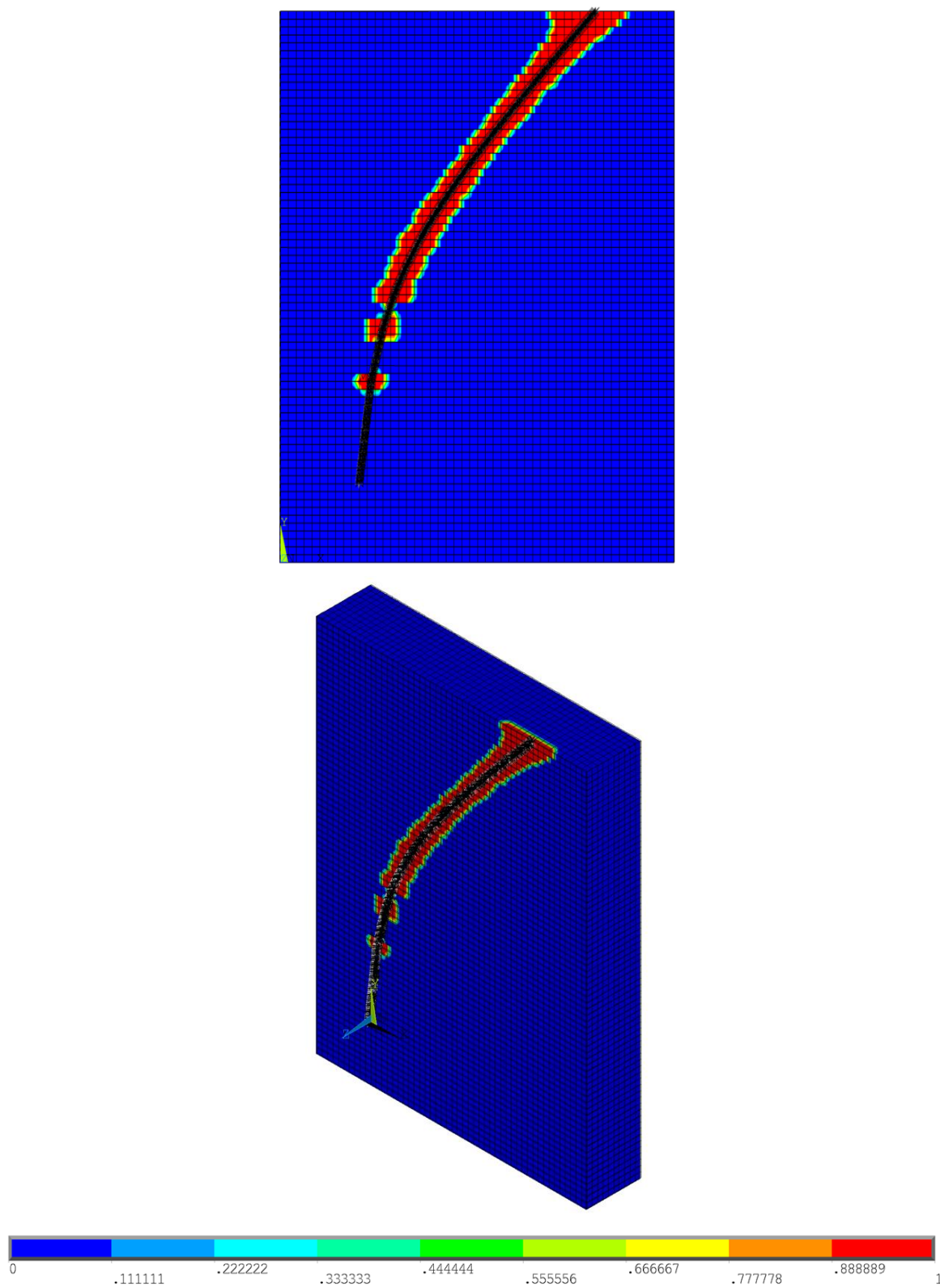
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.29 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – θ_n 80: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



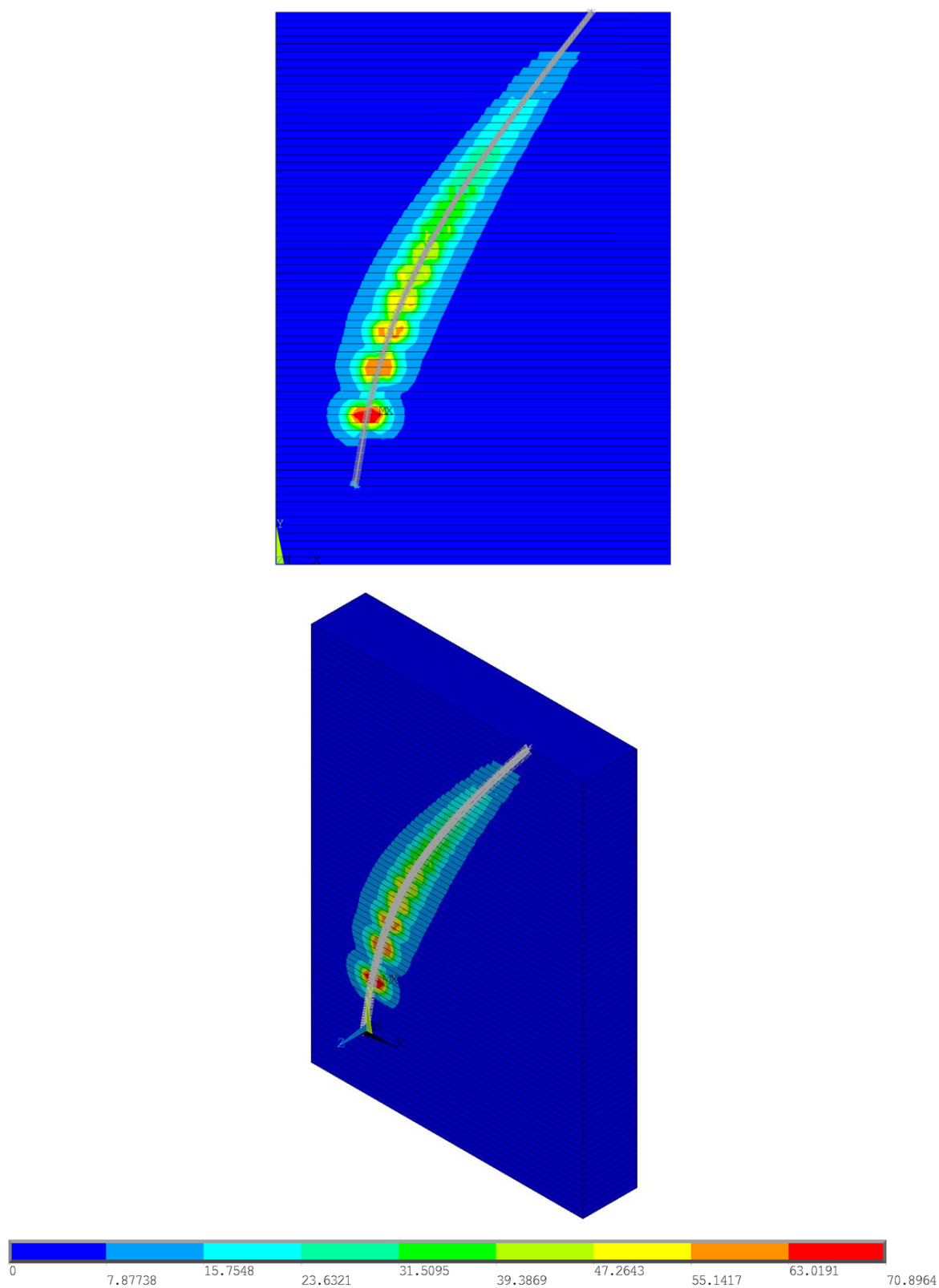
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.30 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – θ_n 80: vistas frontal e isométrica.



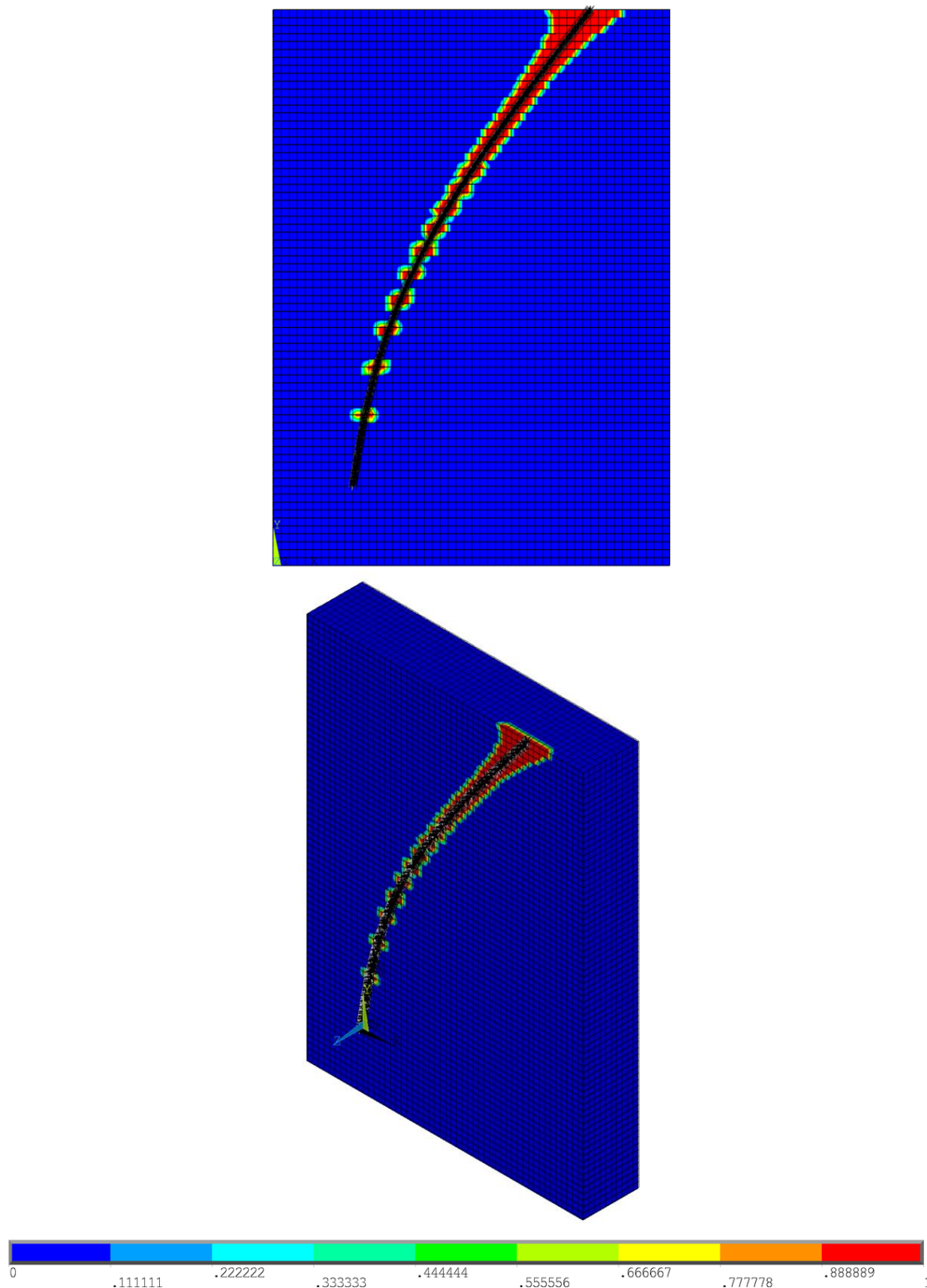
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.31 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – θ_n 70: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.32 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – θ_n 70: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

De posse das curvas apresentadas na Figura 6.26 dos resultados mostrados na Tabela 6.15 e a série de figuras mostradas (Figura 6.27 até Figura 6.32), pondera-se:

- a) os percentuais de atenuação são decrescentes de acordo com a diminuição do ângulo θ_n , isto é, espera-se uma maior dissipação de carga quanto mais vertical for a chegada da linha de ancoragem no dispositivo de ancoragem;
- b) em todas as simulações é perceptível a perturbação no entorno da linha de ancoragem, com maior concentração em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo com maior ângulo ($\theta_n = 85^\circ$);
- c) ao analisar as Razões de Plastificação, observa-se bastante semelhança entre os contornos obtidos para os diferentes ângulos, porém com menor extensão da falha ocorrendo para o modelo com menor ângulo ($\theta_n = 70^\circ$);
- d) verifica-se o desenvolvimento da curva de atenuação com as características típicas de patamares e região de transição, sem alterações de formato com a variação do ângulo na extremidade inferior, somente magnitude.

6.3.3 Variação da projeção horizontal

A influência da projeção horizontal da catenária inversa, X_{cat} , é analisada para três magnitudes de extensão: 10, 15 e 20 metros. A definição dos valores consistiu em posicionar a projeção referencial $X_{cat} = 15m$ como intermediária, estudando o impacto na variação de $\pm 5m$ neste valor. Uma vez que a profundidade de ancoragem se encontra fixada em 30 metros, tem-se uma projeção horizontal variando em torno de 30 a 70% da projeção vertical, o que se mostra compatível com as catenárias observadas nos Testes do Programa Petrobras (ver 3.4 e 5.4). As catenárias inversas provenientes dessas alterações são representadas na Figura 6.33.

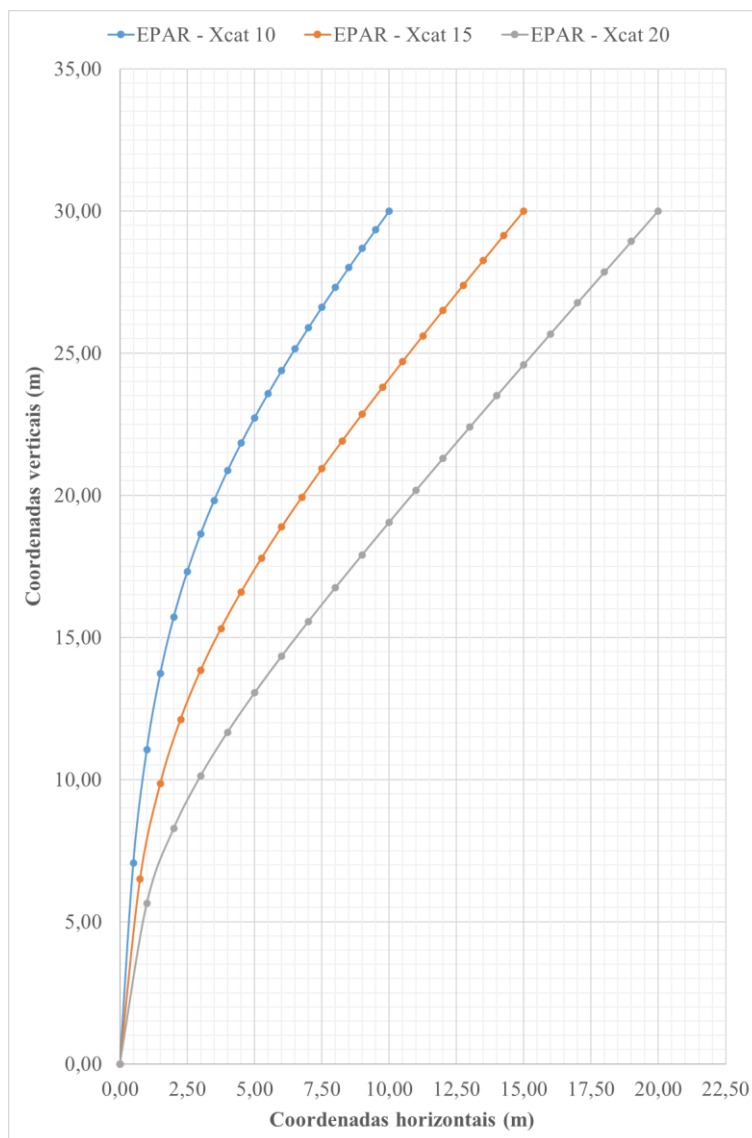
O conjunto de valores que complementa as propriedades adotadas para a caracterização do solo no modelo criado são mostrados na Tabela 6.16 (rever item 6.1.1).

Tabela 6.16 - Parâmetros de entrada complementares de solo referentes aos modelos com variação da projeção horizontal da catenária.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidade
S_u	resistência não-drenada	1,4 (γ)	kN/m ²
β_{solo}	adimensional de rigidez	300	-
E_{solo}	módulo de Young	300 S_u	kN/m ²
C_{solo}	coesão	1,4 (γ)	kN/m ²

Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.33 – Catenárias inversas idealizadas para avaliação da influência da projeção horizontal.



Fonte: elaborada para este trabalho.

NOTA: coordenadas da Figura 6.33 são disponibilizadas no APÊNDICE A.

Uma vez definidos os parâmetros de entrada necessários, foram simulados os três modelos identificados como EPAR – X_{cat} 10, EPAR – X_{cat} 15 e EPAR – X_{cat} 20, cuja comparação contrasta os níveis de atenuação para ancoragens com diferentes extensões horizontais no trecho embutido em solo marinho.

Assim sendo, a Tabela 6.17 resume as resultantes obtidas no ponto de ancoragem e os respectivos percentuais de atenuação (de acordo com a Equação (5.1)).

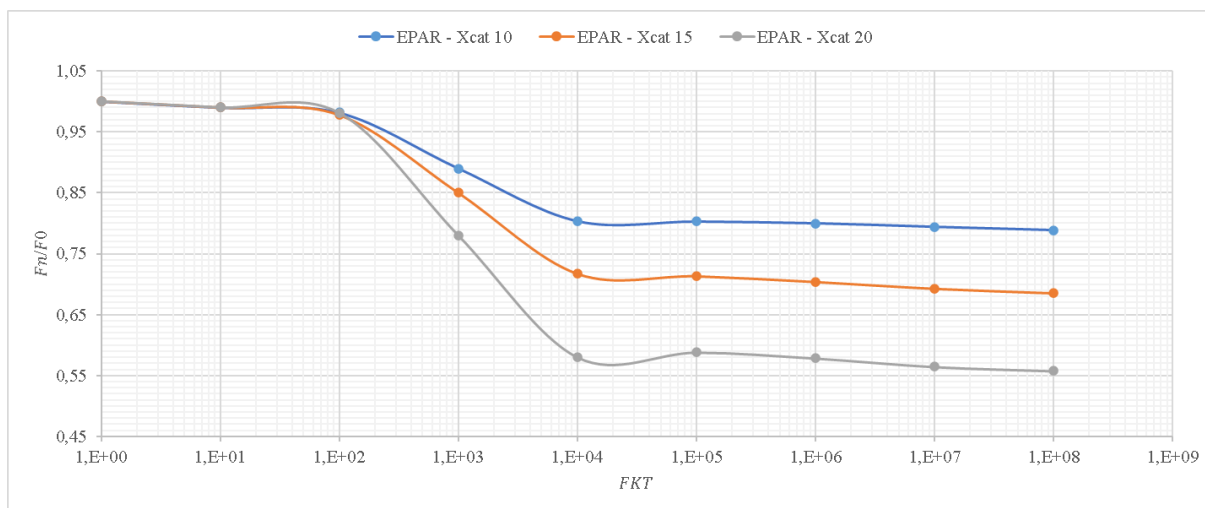
Tabela 6.17 – Resultantes e atenuação obtidas na variação do ângulo na extremidade inferior da catenária para os cenários de estudo paramétrico.

Identificação do modelo	Força aplicada na extremidade livre [N]	Resultante obtida no corrente estudo [N]	Atenuação obtida no corrente estudo
EPAR – X_{cat} 10	4000	3213	20 %
EPAR – X_{cat} 15	4000	2870	28 %
EPAR – X_{cat} 20	4000	2321	42 %

Fonte: elaborada para este trabalho.

Para complementação dos resultados ilustrados na Tabela 6.17, as curvas de atenuação obtidas a partir da variação do módulo de rigidez transversal são mostradas na Figura 6.34 a seguir. Uma vez que nos estudos paramétricos não há um valor referencial para comparação dos valores de atenuação, faz-se a escolha do parâmetro $FKT = 1,00 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ para caracterização dos resultados, situado em uma região da curva de atenuação onde percebe-se maior influência da variação entre parâmetros:

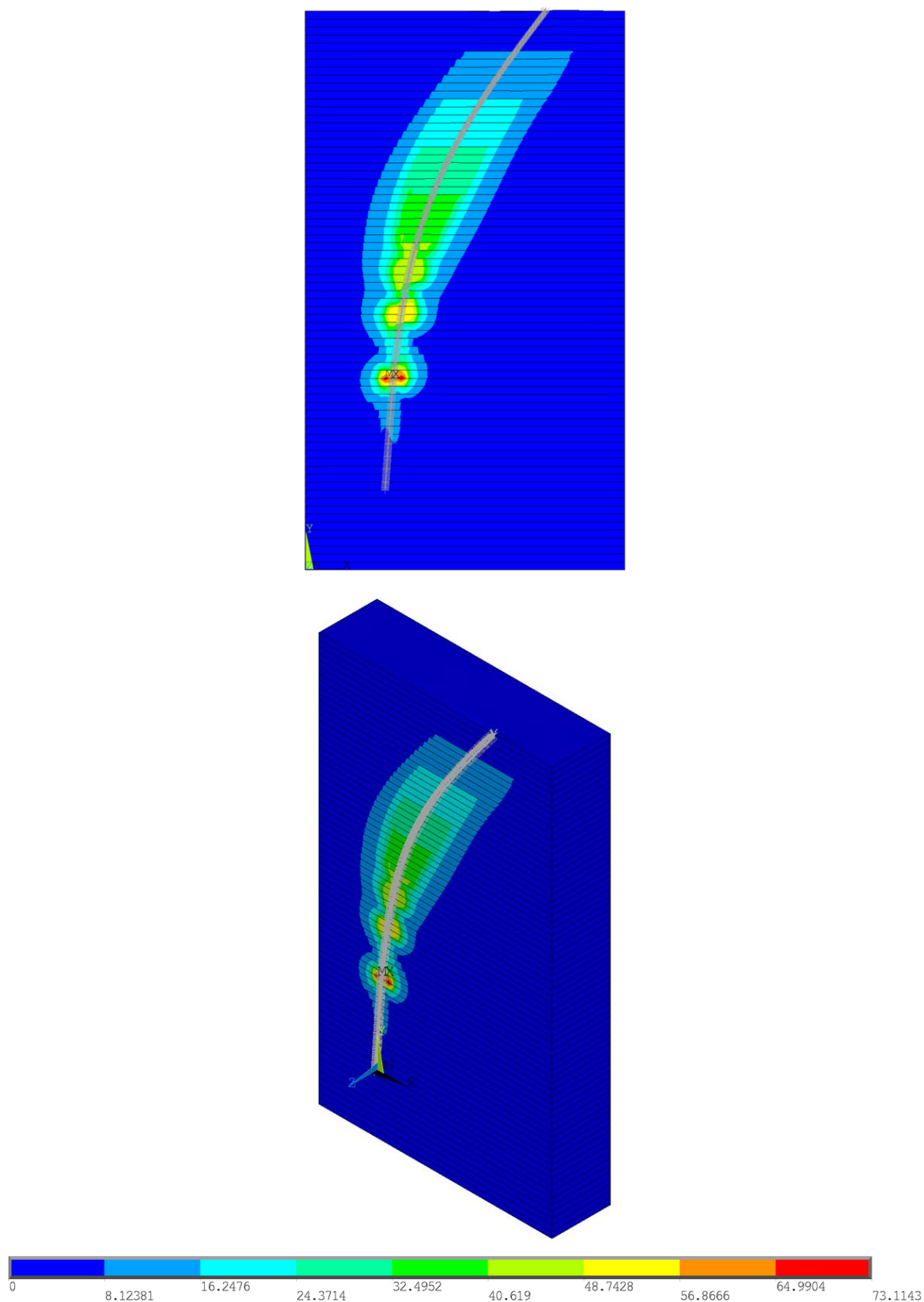
Figura 6.34 – Curva de atenuação *versus* rigidez transversal da interface solo-corrente para os cenários: EPAR – X_{cat} 10, X_{cat} 15 e X_{cat} 20.



Fonte: elaborada para este trabalho.

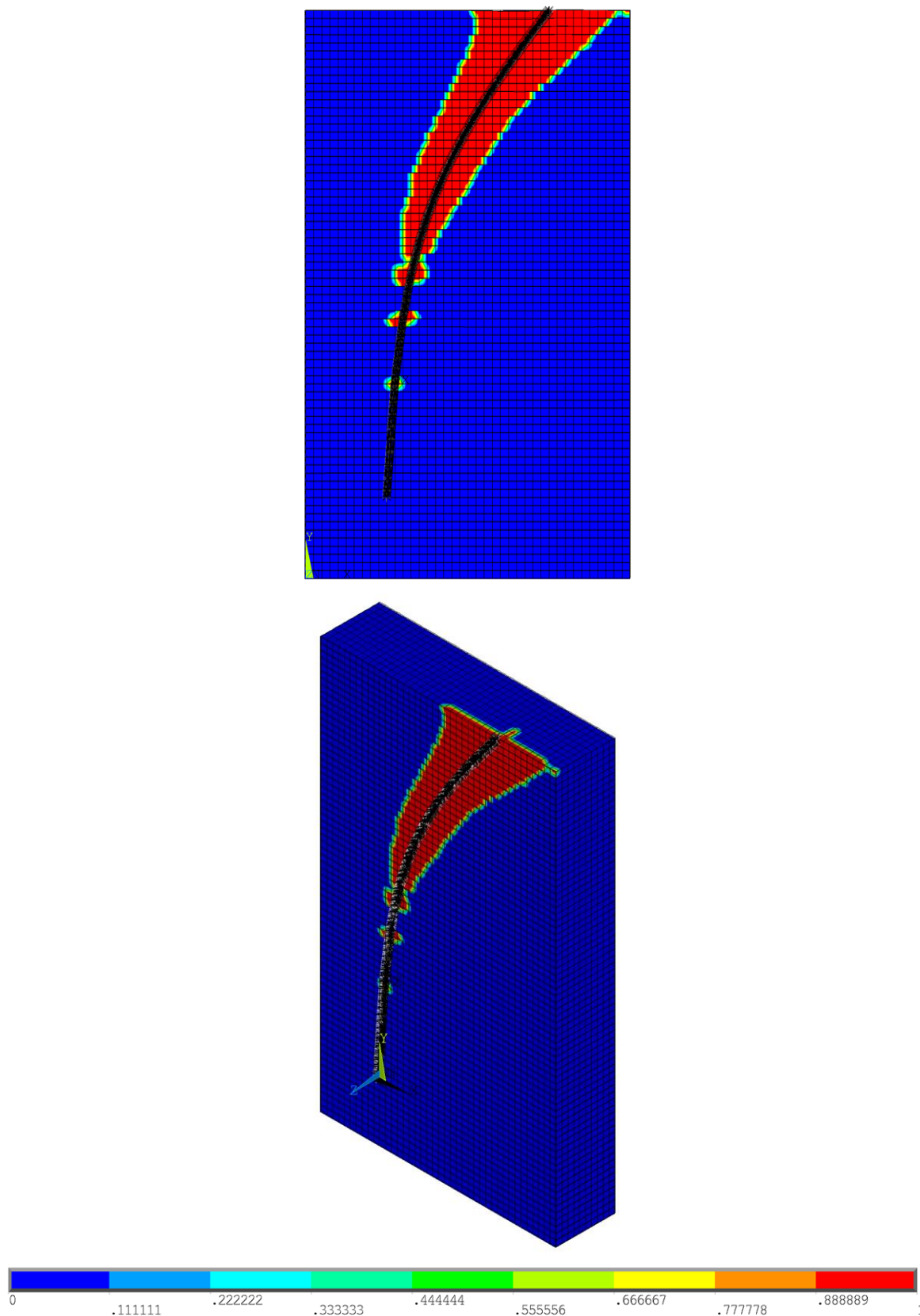
As distribuições de tensões no solo decorrente da perturbação causada pela linha de ancoragem, em termos de Tensão Equivalente de Von Mises e Razão de Plastificação, são apresentadas na sequência que compreende a Figura 6.35 até a Figura 6.40) e correspondem aos resultados obtidos na Tabela 6.17.

Figura 6.35 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – X_{cat} 10: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



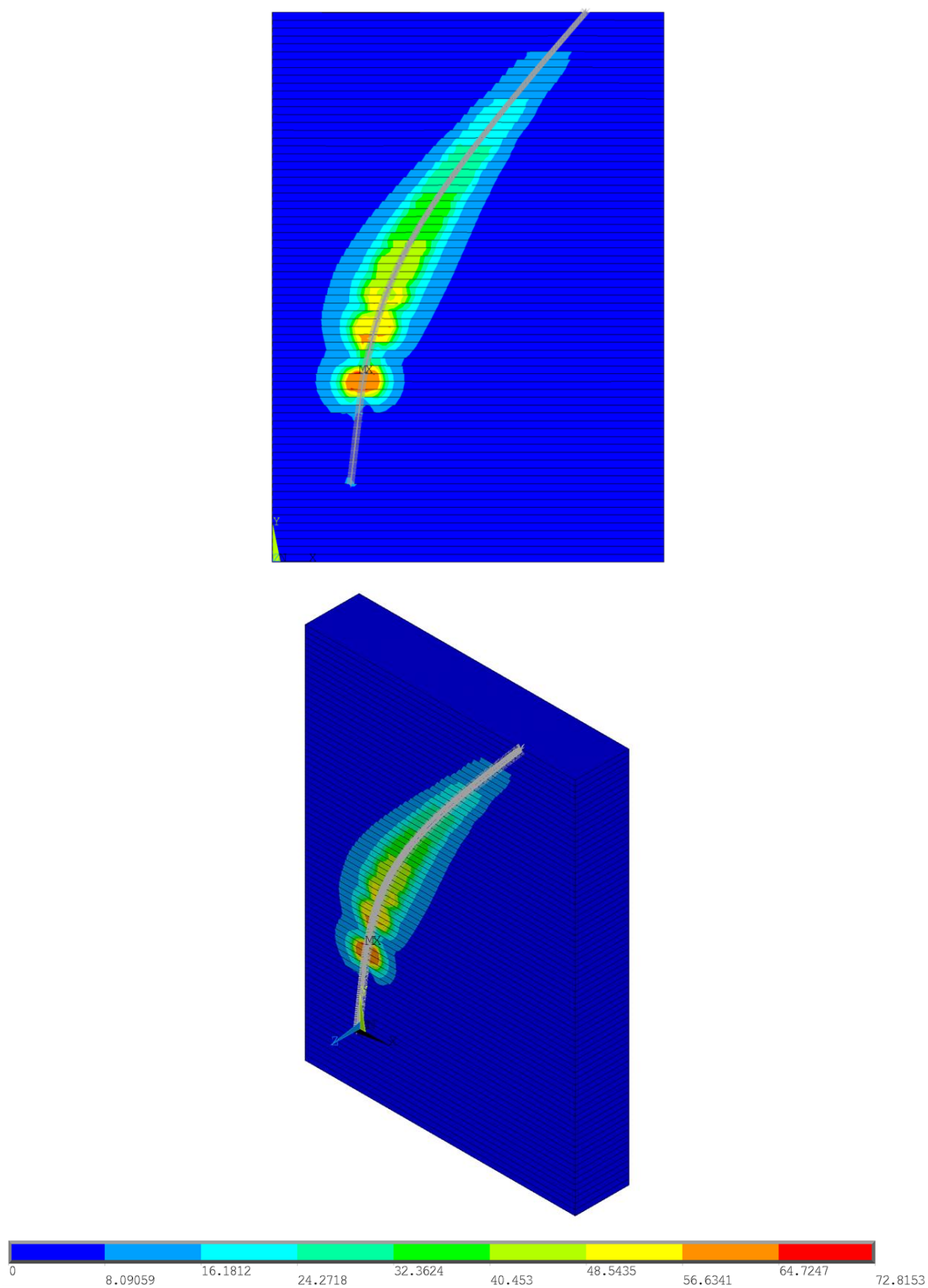
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.36 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – X_{cat} 10: vistas frontal e isométrica.



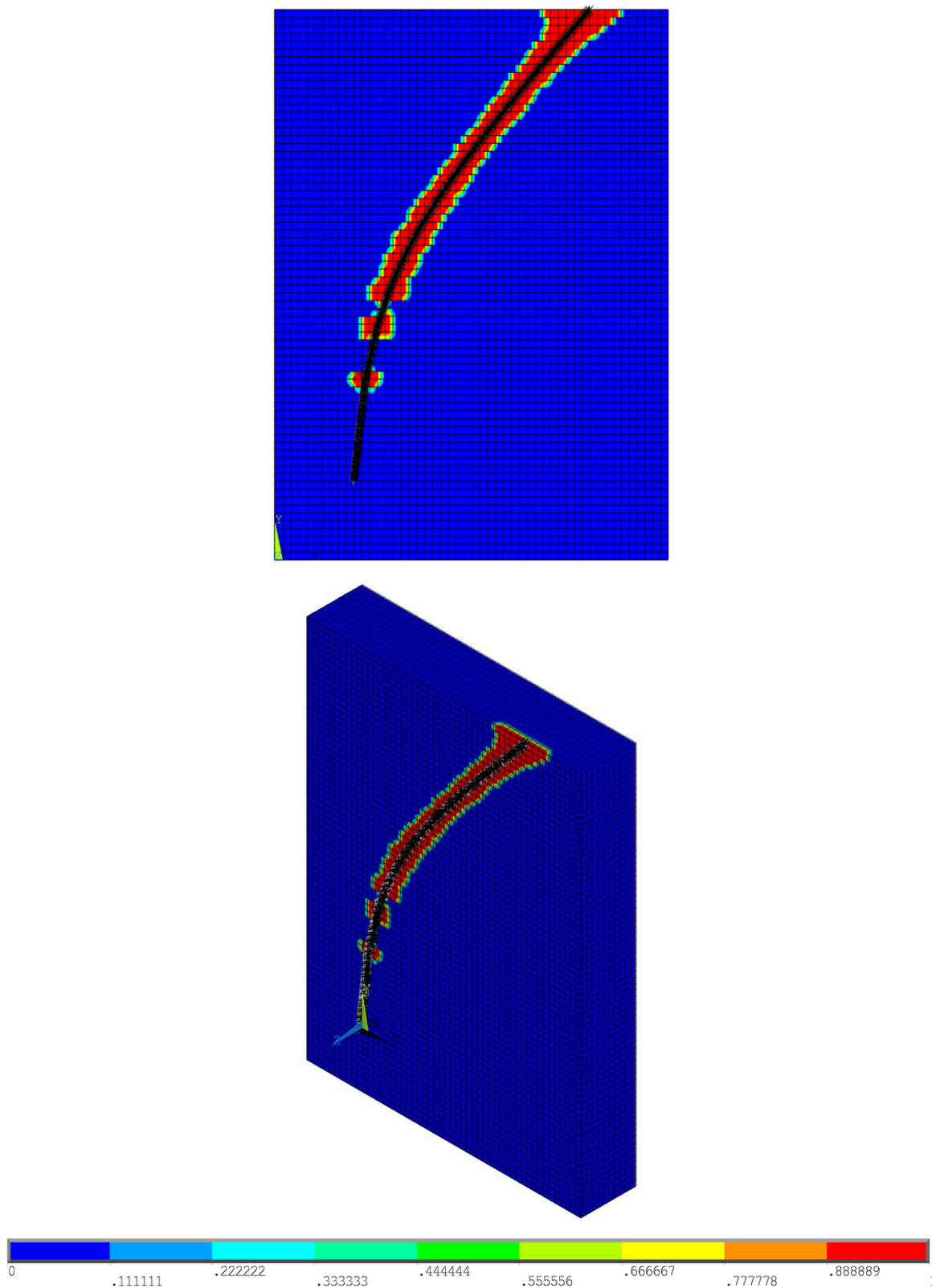
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.37 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – X_{cat} 15: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



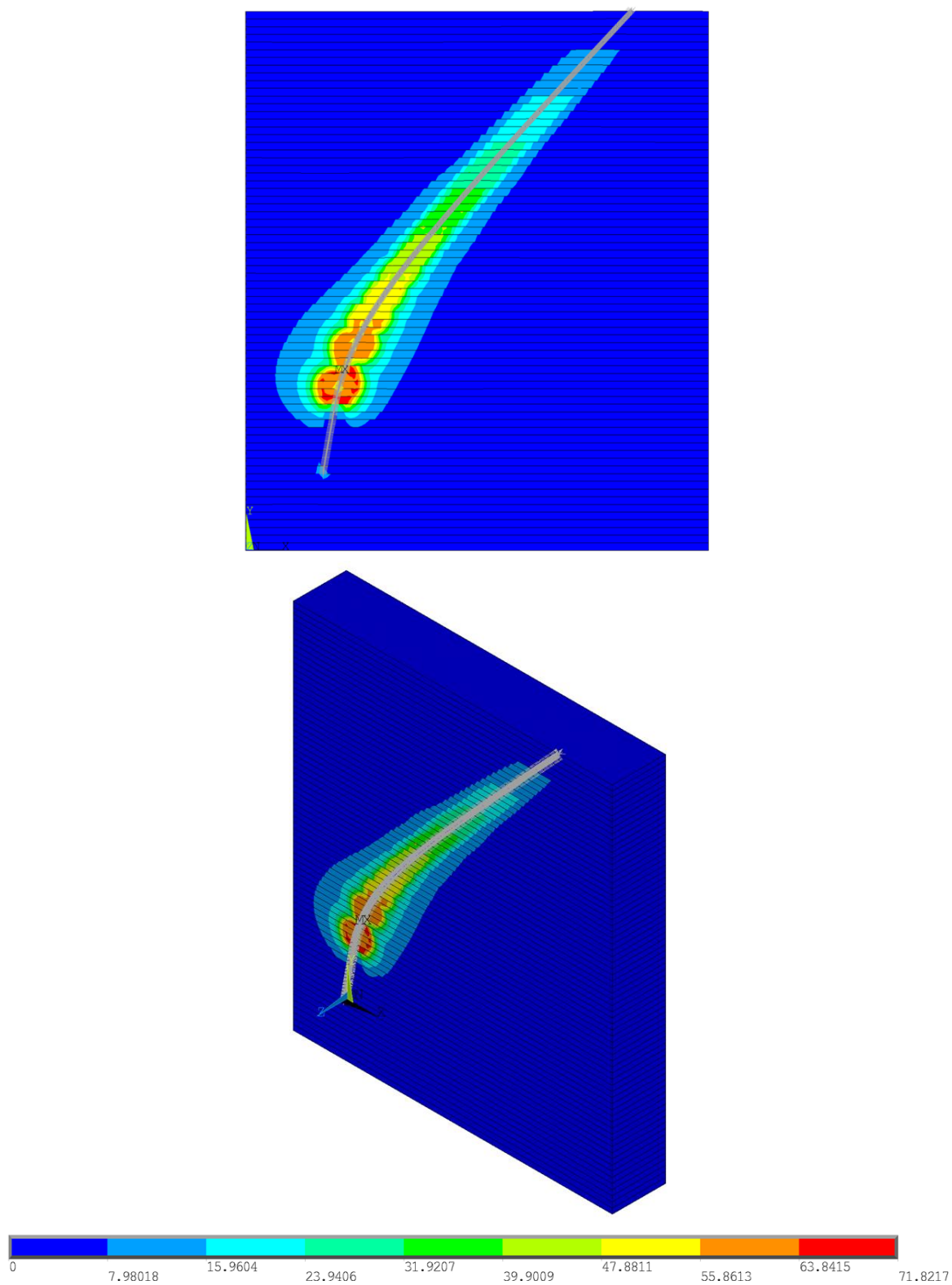
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.38 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – X_{cat} 15: vistas frontal e isométrica.



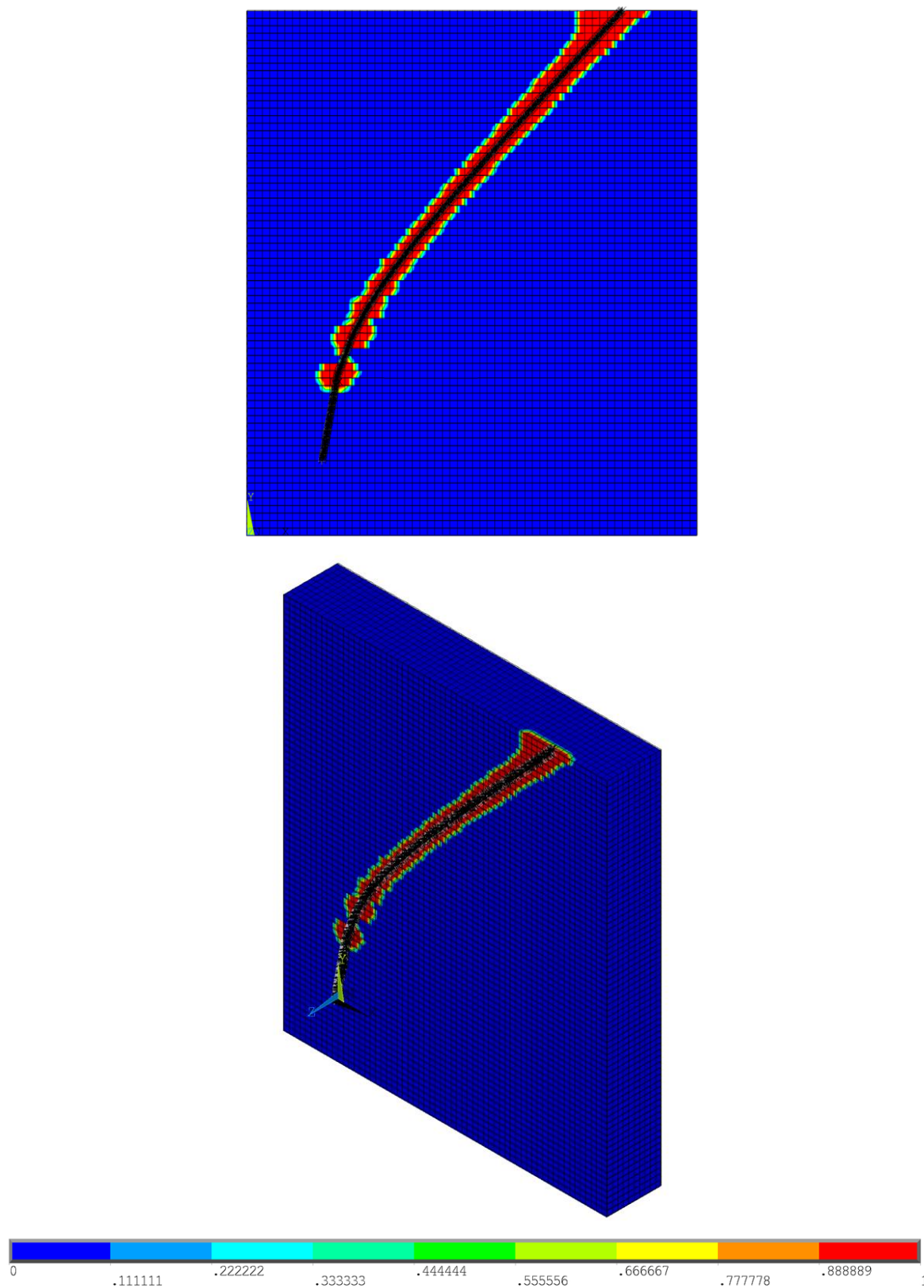
Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.39 – Contornos em termos de Tensões Equivalentes de Von Mises para o modelo EPAR – X_{cat} 20: vistas frontal e isométrica (unidade em kPa).



Fonte: elaborada para este trabalho.

Figura 6.40 – Contornos em termos de Razão de Plastificação para o modelo EPAR – X_{cat} 20: vistas frontal e isométrica.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Considerando os resultados mostrados na Tabela 6.17, as curvas ilustradas na Figura 6.34 e o conjunto de figuras apresentado (Figura 6.35 até Figura 6.40), comenta-se:

- a) os percentuais de atenuação relacionados aos modelos com maior projeção horizontal são progressivamente superiores, mostrando uma grande influência desse fator (comparável com o impacto causado pela variação de resistência visto em 6.2.1);
- b) ao analisar os contornos em termos de Tensão Equivalente de Von Mises, a perturbação do solo no entorno da linha de ancoragem embutida mostra mecanismos semelhantes para os modelos, com certa concentração na inflexão inferior da geometria da catenária inversa;
- c) ao observar a Razão de Plastificação, verifica-se concentração de solo falhando na extremidade superior, com maior abrangência desta região para o modelo com menor projeção horizontal;
- d) assim como ocorre para a variação da profundidade de ancoragem (vide 6.3.1), a curva de atenuação não apresenta alterações de formato com a variação da projeção horizontal, apenas em magnitude.

7. CONCLUSÕES

No conteúdo desta tese, encontra-se apresentada uma proposta de metodologia para aplicação do *software* comercial ANSYS® na avaliação da atenuação de cargas atuantes nos trechos de linhas de ancoragem de plataformas *offshore* embutidos em solo marinho argiloso. Como mencionado ao longo do texto, por mais que seja esperado certo grau de dissipação da carga que efetivamente solicita o elemento de fundação, a prática de projeto ainda considera valores de pico para dimensionamento, requisitando sistemas de ancoragem mais robustos.

Para que seja possível estimar com maior precisão o nível de atenuação de carga em diferentes cenários de ancoragem e incorporar essa informação em projeto, entende-se como útil a ferramenta apresentada na presente pesquisa, tendo sido demonstrada sua aptidão em capturar os níveis de atenuação resultantes de ensaios experimentais e estudos numéricos ao longo dos Capítulos 5 e 6.

A partir dos resultados obtidos ao longo de todas as modelagens, observou-se a tendência de desenvolvimento de uma “curva típica de atenuação”, que pode ser determinada para diferentes características de ancoragem. Deve-se sublinhar que a rigidez de interface *FKT* é colocada como o principal parâmetro de interferência no percentual de atenuação esperado em cada situação, governando o problema. Desta forma, como não se encontra estabelecido na literatura um método consolidado para definição deste valor, no presente trabalho foi escolhido para representação dos resultados o módulo de rigidez que retornou os níveis de atenuação mais próximos aos referenciais. As principais considerações sobre as simulações conduzidas são expostas no item 7.1 a seguir.

Ademais, pontua-se que diferentes hipóteses simplificadoras foram adotadas na concepção da modelagem, sendo interessante averiguar seus reais impactos nos resultados e comportamentos obtidos neste problema de interação solo-corrente. Indicações de aperfeiçoamentos para trabalhos futuros são incorporadas no item 7.2 ao final deste capítulo.

7.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS

No que diz respeito ao primeiro estudo realizado, que versa sobre os experimentos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016), fez-se distinção entre os Casos 6.1, 7.1 e 8.1, onde a magnitude de carga aplicada é menor e o formato da catenária inversa no interior do solo possui um perfil mais vertical, e os Casos 6.4, 7.4 e 8.4, onde a magnitude de carga é mais elevada e o formato da catenária inversa no interior do solo exibe um perfil mais horizontal. Para o primeiro grupo citado, os percentuais de atenuação resultam em 45%, 44% e 46%, respectivamente; no segundo grupo, os percentuais de atenuação resultam em 15%, 13% e 17%, para o mesmo parâmetro de rigidez utilizado.

As magnitudes de atenuação obtidas para o primeiro estudo apresentaram boa concordância com os valores referenciais e tendem a indicar não só um maior benefício obtido para uma geometria de catenária inversa com perfil mais vertical (quando se trata de sistema de ancoragem em catenária convencional) como também o efeito de redução da atenuação na aplicação de cargas mais elevadas, onde o provável histórico de tensões no solo influencia negativamente em suas propriedades.

Investigações experimentais em escala reduzida se mostram como uma ferramenta fundamental para análise de problemas de engenharia de grande porte e complexidade, exatamente como é o caso dos sistemas de ancoragem *offshore*. Neste sentido, este tipo de experimento foi simulado no segundo e no quarto estudos incorporados no presente trabalho.

Para a segunda validação, foram avaliados quatro ensaios realizados por Rocha *et al.* (2016), agrupados em dois pares: Teste 2 e Teste 3, com consideração de um solo com menor resistência não-drenada e sem variação ao longo da profundidade, e Teste 11 e Teste 12, com valor de resistência não-drenada mais elevada e variável com a profundidade. Os percentuais de atenuação obtidos para todos os casos nos modelos numéricos criados apresentaram boa aproximação com os resultados disponibilizados pelos autores, com percentuais de 23% e 21% para o primeiro par de ensaios e 46% e 43% para o segundo par de ensaios. Tais resultados corroboram a expectativa inicial de influência positiva direta da resistência não-drenada no nível de atenuação: quanto mais resistente for o solo, maior será sua capacidade de dissipação do carregamento.

Para a situação simulada na terceira verificação, que discute sobre o estudo numérico de Braun *et al.* (2018), são modelados casos típicos esperados para sistemas de ancoragem na costa

brasileira, variando três níveis de profundidade: 15, 20 e 25 metros. Desta forma, considerando que a mesma magnitude de força é aplicada na linha de ancoragem para os três modelos, tem-se como fatores de distinção entre os modelos não só a profundidade em si, como também a geometria da catenária inversa, o comprimento de linha embutido no interior do solo e a variação da resistência não-drenada. Os resultados obtidos pelas modelagens desenvolvidas encontram correspondência com os valores disponibilizados por Braun *et al.* (2018), com atenuações de 23,5%, 28,7% e 30,7% à medida que a profundidade é acrescida.

Outro ponto importante a ser abordado a partir do trabalho de Braun *et al.* (2018) se refere à diferença observada na comparação entre as duas curvas de atenuação *versus* rigidez da interface (rever Figura 5.30). Como descrito no item 3.3, os autores utilizam a teoria de Tresca para formular a lei de comportamento do solo, em contraste com a aproximação de Von Mises por Drucker-Prager adotada no desenvolvimento desta tese. Sendo assim, visualiza-se uma correspondência inicial devido à zona de deslizamento livre (onde predomina a influência das propriedades da interface solo-corrente, baseada na teoria de atrito de Coulomb em ambos os trabalhos), porém um distanciamento gradual à medida que se desenvolvem as zonas de transição e de aderência total, onde passam a influenciar as propriedades do solo.

Ainda na etapa de validação, tem-se o quarto estudo, onde remete-se aos testes de campo realizados em decorrência da linha de pesquisa desenvolvida entre a Petrobras e o PPGEC/UFRGS. Dentre todas as análises efetuadas, estes resultados merecem certo destaque, uma vez que a simulação em escala reduzida 1:10 seja, talvez, o mais perto que possa se chegar, em termos práticos, à situação real. Sendo assim, foram modeladas as situações identificadas como CABO 3 e CABO 4, que reproduzem mais proximamente o valor de carregamento esperado nos cenários típicos. Para contemplar uma gama maior de possibilidades, cada situação foi classificada em 4 subdivisões, variando a consideração do perfil de solo e o ângulo de atrito para a interface solo-corrente.

Nas análises processadas, verificou-se que a simulação do CABO 3 com maior semelhança ao nível de atenuação experimental foi aquela que considerou o perfil de solo com resistência variável com a profundidade e ângulo de atrito na interface solo-corrente igual a 11° (CABO 3 – B11), com 18% de atenuação. Na simulação do CABO 4, o resultado mais próximo foi novamente com o perfil de resistência do solo variável com a profundidade, mas com ângulo de atrito na interface solo-corrente igual a 30° (CABO 4 – B30)), com 16% de atenuação. Como os dois modelos fazem referência à mesma interface solo-corrente, é de se esperar que

exista um valor para ângulo de atrito entre os 11 e 30° que resulte em uma convergência entre os resultados (situação não investigada nesta tese).

Após a realização das verificações e validações que forneceram indícios sobre os parâmetros de maior influência no mecanismo de atenuação de carga, conduziram-se estudos de variação quanto à resistência não-drenada e o módulo de elasticidade do solo, à profundidade de ancoragem, ao ângulo formado na extremidade inferior e à projeção horizontal da catenária inversa. Em cada grupo de estudos, foram estipulados três valores para simulação: inferior, intermediário (típico) e superior. Conforme já pontuado anteriormente, os modelos nomeados como EPAR – 1,4 S_u , EPAR – β 300, EPAR – H 30, EPAR – θ_n 80 e EPAR – X_{cat} 15 dizem respeito às mesmas características de simulação e seus resultados são intencionalmente reiterados para melhorar o entendimento entre as diversas comparações.

Para o estudo paramétrico que visou avaliar a variação da resistência não-drenada do solo (S_u), verificou-se grande influência deste parâmetro na magnitude de atenuação, podendo ser colocado como um dos mais impactantes dentre as análises efetuadas. Ao tomar como referencial o caso EPAR – 1,4 S_u , obteve-se 28% de atenuação, em contraste com 17% para o caso EPAR – 0,7 S_u (~40% menor) e 44% para o caso EPAR – 2,8 S_u (~57% maior). Vale ressaltar que não foi considerado um valor inicial de S_u , ou seja, $S_u(Ymac2) = 0$: deve-se esperar ainda maior contribuição deste parâmetro caso seja atribuído um valor como ponto de partida.

Outra propriedade do solo submetida à análise paramétrica consiste no módulo de elasticidade, representado pela variação do adimensional de rigidez β_{solo} . Confirmou-se uma influência direta na variação deste valor para o percentual de atenuação resultante: para o caso referencial, EPAR – β 300, foi obtida atenuação de 28%, ao passo que para o caso EPAR – β 150 obteve-se 22% (~21% menor) e para o caso EPAR – β 600 registrou-se 33% (~18% maior). Desta forma, pode-se apontar a rigidez do solo como um fator de interferência leve no que diz respeito à dissipação de carga no trecho de catenária inversa.

Para ratificar a influência da profundidade de ancoragem na magnitude de atenuação, foi realizado estudo paramétrico que considerou os valores de 25, 30 e 35 metros, ligeiramente superiores aos estipulados por Braun *et al.* (2018). Uma vez mais, ao posicionar como referencial o caso EPAR – H 30, obteve-se 28% de atenuação, em confronto com 26% de atenuação para o caso EPAR – H 25 (~7% menor) e 33% de atenuação para o caso EPAR – H 35 (~18% maior), indicando um ganho de atenuação com o aumento da profundidade.

Todavia, é importante salientar que o acréscimo de profundidade implica em maior extensão do trecho no interior do solo, isto é, pode-se especular a avaliação de um conceito de atenuação por metro de corrente embutida, por exemplo, para se ter dimensão mais realista dessa influência.

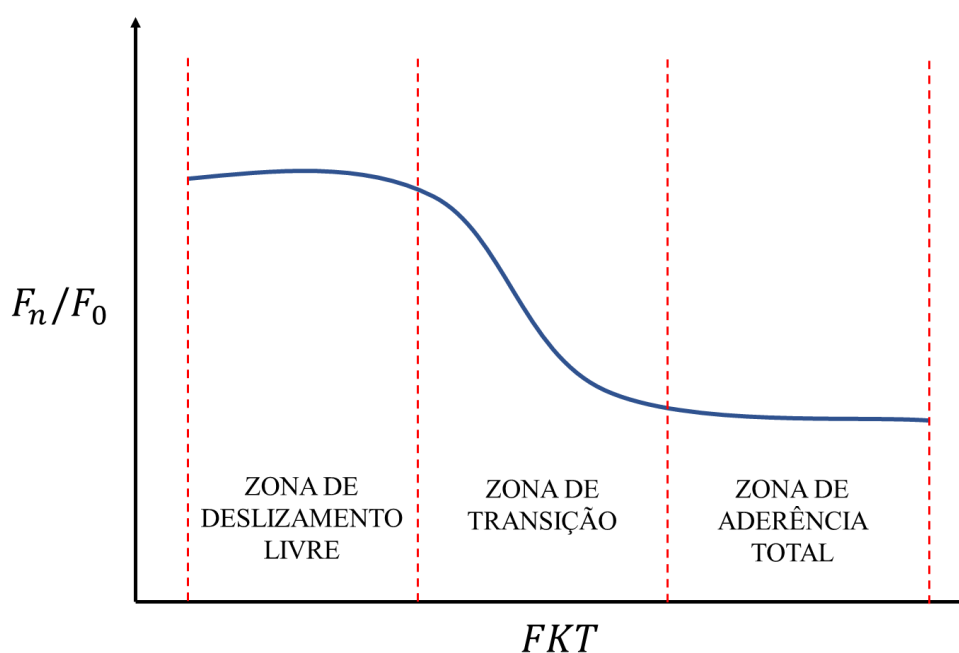
No estudo paramétrico conduzido para investigação da influência do ângulo formado no *padeye* (extremidade inferior da corrente), constatou-se pouca interferência na intensidade de atenuação. Ao selecionar o caso EPAR – θ_n 80 como referencial, capturou-se 28% de atenuação, em relação aos 30% para o caso EPAR – θ_n 85 (~7% maior) e 27% para o caso EPAR – θ_n 70 (~4% menor). Em linhas gerais e tendo como referências os trabalhos de Costa (2008) e Aguiar (2011), pode-se dizer que a dissipação de carga esperada no trecho embutido sofre menos impacto devido à variação do ângulo na extremidade inferior do que a capacidade de carga da estaca torpedado em si.

Ao finalizar as conclusões sobre os estudos paramétricos, discute-se sobre a variação da projeção horizontal da catenária inversa, a qual se apresentou como um fator tão influente como a resistência não-drenada do solo. Ao classificar o caso EPAR – X_{cat} 15 como referencial, obteve-se atenuação de 28%, em contraste com 20% para o caso EPAR – X_{cat} 10 (~29% menor) e 42% para o caso EPAR – X_{cat} 20 (~50% maior). Tais resultados podem levar à interpretação de que a projeção horizontal da linha de ancoragem é uma variável geométrica tão ou mais importante do que a própria profundidade de ancoragem.

De forma global, verificou-se a formação de uma “curva típica” de atenuação, mostrada na Figura 7.1 a seguir, em função da rigidez de interface (identificada como FKT , para os modelos simulados no ANSYS® e como k_s , no trabalho de Braun *et al.* (2018)), com três zonas características de comportamento:

- a) para valores mais baixos de rigidez, observa-se um patamar inicial onde praticamente não é desenvolvida atenuação. Essa região denota uma situação de “deslizamento livre”, onde predomina a influência das propriedades atribuídas à interface solo-corrente;
- b) para valores intermediários de rigidez, visualiza-se uma faixa de transição onde o nível de atenuação é bastante sensível à variação deste parâmetro. Essa região demonstra um comportamento híbrido, onde espera-se a influência tanto das propriedades atribuídas à interface solo-corrente quanto das propriedades do solo;
- c) para valores mais altos de rigidez, é estabelecido um patamar final onde o nível de atenuação é praticamente estagnado. Essa região evidencia uma situação de “aderência total”, onde são determinantes as propriedades atribuídas ao solo.

Figura 7.1 – Formato da curva típica de atenuação para o problema estudado.



Fonte: elaborada para este trabalho.

Uma ponderação relevante deve ser feita em relação principalmente aos resultados obtidos na simulação dos modelos de Degenkamp e Dutta (1989) e Li *et al.* (2016), expostos em 5.1, e dos modelos de Rocha *et al.* (2016), expostos em 5.2. Nestes, percebeu-se que a zona de deslizamento livre não foi adequadamente capturada para a variação de FKT proposta (1×10^4 até $1 \times 10^8 \text{ kN/m}^3$), sendo que já nos primeiros valores mais reduzidos de rigidez foi desenvolvido certo grau de atenuação.

Tal singularidade não foi observada para os demais modelos, o que conduz à conclusão de que algum fator de conversão referente aos ensaios em escala mais reduzida deva afetar no mecanismo de interação solo-corrente. Esta afirmação é ainda mais subsidiada ao confrontar as curvas obtidas na simulação dos modelos de Braun *et al.* (2018) e nos estudos paramétricos, ambos com proposição de escala real (itens 5.3, 6.2 e 6.3), onde o patamar inicial é completamente formado, com as curvas obtidas na simulação dos testes de campo do Programa Petrobras, em maior escala reduzida (1:10), onde o patamar inicial é formado, porém mais curto. Em outras palavras, constatou-se que a zona de transição se desenvolve mais rapidamente na variação do parâmetro de rigidez FKT para os experimentos com escala mais reduzida.

Contudo, no contexto de correspondência entre os níveis de atenuação referenciais e os níveis de atenuação obtidos para as simulações do modelo aplicado, detectou-se que o parâmetro de rigidez FKT equivalente normalmente se encontra no interior da zona de transição, indicando que, para as situações reais, tem-se influência compartilhada entre as propriedades da interface e do solo. Sendo assim, uma sugestão para aplicação da ferramenta disponibilizada nesta tese consiste na caracterização do sistema de ancoragem o qual se deseja realizar o projeto por meio do estabelecimento de uma curva típica e a adoção de um valor intermediário de atenuação localizado na zona de transição.

7.2 INDICAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No decorrer do desenvolvimento desta tese, foram diagnosticadas algumas melhorias que podem ser aplicadas por futuros pesquisadores no sentido de aprimoramento da aplicação do modelo. Entende-se que os seguintes pontos são importantes para avanço na consolidação da ferramenta apresentada e sua devida utilização:

- a) programar o comportamento da interface solo-corrente, agregando a não-linearidade da rigidez ao longo do trecho embutido, uma vez que existem indicativos da relação deste parâmetro com a resistência não-drenada do solo;
- b) implementar e investigar o uso de modelo constitutivo para o solo que considere o comportamento elastoplástico com amolecimento (*softening*) ou, ainda, comportamento poroelastoplástico;
- c) estudar a extensão do problema para solo granulares, com as compatibilizações cabíveis;
- d) investigar as consequências da consideração da linha de ancoragem como um elemento 3D sólido, seja a partir de uma seção circular equivalente ou mesmo com a modelagem mais fiel dos elos de corrente;
- e) incorporar o elemento de fundação na análise (estaca torpedo) ao invés do apoio fixo, para que sejam capturadas as consequências de deslocamentos nessa região;
- f) considerar as propriedades dinâmicas do sistema, incorporando a influência de efeitos inerciais e viscosos que possam até mesmo aumentar os níveis de atenuação esperados;
- g) idealizar ensaios experimentais que possam caracterizar uma relação entre o parâmetro de rigidez de interface utilizado nos modelos numéricos (FKT) e a resistência não-drenada do solo (S_u).

REFERÊNCIAS

ABS. **Design and Installation of Dynamically Installed Piles**. American Bureau of Shipping, 2017.

ANSYS. **Theory Reference: Release 2021 R2**. ANSYS, Inc. 2021.

ANSYS LEARNING. **Fundamental Topics in Contact Using Ansys Mechanical**. YouTube, 31/03/2022a. Disponível em: https://www.youtube.com/playlist?list=PLtt6-ZgUFmMKNbCYj9_SMH_Jc8D0Uj4mU. Acesso em: 03/03/2024.

ANSYS LEARNING. **Connecting Parts Together Using Ansys Mechanical**. YouTube, 31/03/2022b. Disponível em: <https://www.youtube.com/playlist?list=PLtt6-ZgUFmMKdzJIohbfjQyYSCAU42ZAO>. Acesso em: 03/03/2024.

AGUIAR, C. S. de. **Análise da interação solo-estrutura de âncoras do tipo torpedo para plataformas offshore**. 135 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

ARAÚJO, J. B. de; MACHADO, R. R. D.; MEDEIROS JÚNIOR, C. J. de. **High holding power torpedo pile: results for the first long term application**. In International conference on offshore mechanics and Arctic engineering (Vol. 37432, pp. 417-421). 2004.

BANG, S.; HAN, H.; TAYLOR, R. J. **Development and validation of mooring line analysis in cohesive seafloor**. International Journal of Offshore and Polar Engineering, v. 11, n. 02, 2001.

BEZERRA, Carolina Maria Nunes. **Análise Numérica de Cravação de Estacas Torpedo Modeladas por Integral de Pressões**. 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

BRAUN, Alexandre Luis; BRÜCH, André; MAGHOUS, Samir. **A mixed 3D-1D finite element formulation for analysis of geomaterial structures with embedded curvilinear inclusions: application to load transfer in mooring anchor systems**. Latin American Journal of Solids and Structures, v. 15, n. 8, 2018.

CHAKRABARTI, Subrata. **Handbook of Offshore Engineering**. (1st volume set). Elsevier, 2005.

CHAVES, Helder Mansur. **Modelo reduzido de linha de ancoragem offshore: construção de um sistema de ensaio para avaliar a atenuação de cargas estáticas**. 121f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2020.

CHEN, Wai-Fah; HAN, Da-Jian. **Plasticity for structural engineers**. J. Ross Publishing, 2007.

COSTA, Rachel Guerreiro Basilio. **Análise paramétrica das condições de ancoragem de plataformas offshore utilizando estacas torpedo a partir de modelos em elementos finitos**. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

DEAN, E. T. R. **Offshore geotechnical engineering**. Thomas Telford, 2009.

DEGENKAMP, Gijs; DUTTA, Amit. **Soil resistances to embedded anchor chain in soft clay**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 115, n. 10, p. 1420-1438, 1989.

DNV-GL. **Position mooring**. Offshore Standards, DNVGL-OS-E301. July, 2018a.

DNV-GL. **Offshore mooring chain**. Offshore Standards, DNVGL-OS-E302. July, 2018b.

FALCONI, F., CORRÊA, C. N., ORLANDO, C., SCHIMDT, C., ANTUNES, W. R., ALBUQUERQUE, P. J., e NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática. 2a edição**. Editora Pini. São Paulo. 1998.

GAULT, John A.; COX, William R. **Method for predicting geometry and load distribution in an anchor chain from a single point mooring buoy to a buried anchorage**. In: Offshore Technology Conference. OnePetro, 1974.

HERNÁNDEZ, A. O. V. **Metodologia de calibração de fatores parciais de segurança para projetos de linhas de ancoragem baseada em confiabilidade**. 143p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

IACS, International Association of Classification Societies. **W22 Offshore Mooring Chain: Requirements Concerning Materials and Welding**. 2016.

ISO, INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 1704: Ships and marine technology – Stud-link anchor chains**. Switzerland, 2022.

JIMENEZ, K. Q., TAMAYO, J. P., MAGHOUS, S., & BRAUN, A. L. **Numerical Simulation of Load Transfer in Mooring Anchor Systems**. 2021.

LI, S.; XU, B. Z.; WU, Y. Z.; LI, Z. G. **Study on interaction between soil and anchor chain with finite element method**. China Ocean Engineering, v. 30, n. 6, p. 942-953, 2016.

MA, K. T., LUO, Y., KWAN, C. T. T., e WU, Y. **Mooring system engineering for offshore structures**. Gulf Professional Publishing. 2019.

MEDEIROS JÚNIOR, C. J. **Low cost anchor system for flexible risers in deep waters**. In: Offshore Technology Conference. OnePetro, 2002.

MORAIS, José. **Petrobras: uma história das explorações de petróleo em águas profundas e no pré-sal**. Elsevier Brasil, 2014.

NEUBECKER, S. R.; RANDOLPH, M. F. **Performance of embedded anchor chains and consequences for anchor design**. In: Offshore Technology Conference. OnePetro, 1995.

NOBLE DENTON EUROPE LIMITED. **Floating production system: JIP FPS mooring integrity**. Research Report 444. Aberdeen, 2006.

PASSINI, Larissa de Brum. **Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos**. 292f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2015.

PETROBRAS. **Relatório anual e Form 20-F**. Rio de Janeiro, 2022.

PINTO, Gabriela Martins. **Estudo paramétrico da atenuação de cargas estáticas em sistemas de ancoragem offshore**. 114p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

POTTS, D. M., ZDRAVKOVIC, L. **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering –Volume I – Theory**, Thomas Telford Publishing, 1999.

PROJETO PETROBRAS 2018/00147-4. **Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem imersas em argila**. Relatório final. 2022. (ACESSO RESTRITO)

QINGDAO JINFUQUAN ANCHOR CHAIN CO. **Studless Anchor Chain**. Disponível em: < <http://www.china-anchorchain.com/Proinfo.asp?id=1937>>. Acesso em: 03/03/2024.

RAMNAS. **Top quality mooring products for harsh offshore conditions**. Ramnäs Bruk Product Catalogue. Sweden, 2012.

RANDOLPH, Mark; GOURVENEC, Susan. **Offshore Geotechnical Engineering**. Spon Press,.2 Park Square. 2011.

RAO, Singiresu S. **The finite element method in engineering**. Butterworth-heinemann, 2018.

REESE, Lymon C. **A design method for an anchor pile in a mooring system**. In: Offshore Technology Conference. OnePetro, 1973.

ROCHA, Cinthia Cristina Morais. **Atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem**. 201f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

ROCHA, M. M. **Attenuation**. Online, última modificação em 20/05/2020. Disponível em: < <https://github.com/mmaiarocha/Attenuation/tree/master> >. Acesso em: 03/03/2024.

ROCHA, M. M.; SCHNAID, F.; ROCHA, C. C. M.; AMARAL, C. S. **Inverse catenary load attenuation along embedded ground chain of mooring lines**. Ocean Engineering, v. 122, p. 215–226, 2016.

ROSA, Eduardo Gibbon; ROCHA, Marcelo Maia. **Numerical model for analysis of the load attenuation on mooring lines in catenary system**. Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (41.: 2020: On-line). Proceedings [recurso eletrônico]. São Paulo: ABMEC, 2020.

ROSA, Eduardo Gibbon; ROCHA, Marcelo Maia. **Numerical modeling of a reduced scale mooring line experimental investigation for load attenuation evaluation**. 43rd Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (XLIII CILAMCE), Foz do Iguaçu, PR. 2022.

SAMPA, Naloan Coutinho. **Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore**. 186f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2015.

SAMPA, N. C.; SCHNAID, F.; ROCHA, M.M. **Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. Belo Horizonte, 2016.

SAMPA, Naloan Coutinho. **Modelagens dos Mecanismos de interação de linhas de ancoragem de plataformas offshore em Solos Argilosos**. 352f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2019.

SAMPA, N. C.; SCHNAID, F.; ROCHA, M.M.; CUDMANI, R.; AMARAL, C. S. **Vertical and horizontal pullout capacity of mooring lines embedded in very soft clays**. *Ocean Engineering*, v. 234, p. 109229, 2021.

SIMO, J. C., LAURSEN, T. **An augmented Lagrangian treatment of contact problems involving friction**. *Computers & Structures*, v. 42, n. 1, p. 97-116, 1992.

STRUKTS. **Types of offshore platforms**. Disponível em: <https://www.strukts.com/2012/05/types-of-offshore-platforms_70.html>. Acesso em: 03/03/2024.

VIVATRAT, Vitoon; VALENT, Philip J.; PONTERIO, Albert A. **The influence of chain friction on anchor pile design**. In: *Offshore Technology Conference*. OnePetro, 1982.

VRYHOF. **Vryhof Manual: The Guide to Anchoring**. Netherlands, 2018.

YEN, B. C.; TOFANI, G. D. **Soil resistance to stud link chain**. In: *Offshore Technology Conference*. OnePetro, 1984.

APÊNDICE A – ARQUIVOS PARA REPRODUÇÃO DOS MODELOS

Código principal: <https://github.com/eduardogrosa/MAINCODE>

Dados de entrada da seção 5.1: <https://github.com/eduardogrosa/01.LI-et-al.-2016>

Dados de entrada da seção 5.2: <https://github.com/eduardogrosa/02.ROCHA-et-al.-2016>

Dados de entrada da seção 5.3: <https://github.com/eduardogrosa/03.BRAUN-et-al.-2018>

Dados de entrada da seção 5.4: <https://github.com/eduardogrosa/04.PETROBRAS>

Dados de entrada do Capítulo 6: <https://github.com/eduardogrosa/05.ESTUDOS-PARAMETRICOS>