



**PPE**  
PROGRAMA DE PROJETOS  
DE ESTRUTURAS



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA**  
**PROGRAMA DE PROJETO DE ESTRUTURAS**

Fábio Modesti Orsini de Castro

**ANÁLISE NÃO LINEAR DE PLATAFORMAS FIXAS *OFFSHORE* DO TIPO  
JAQUETA DE AÇO: ESTUDO E APLICAÇÃO DO MÉTODO *QUASI-ESTÁTICO*  
*PUSHOVER***



Fábio Modesti Orsini de Castro

ANÁLISE NÃO LINEAR DE PLATAFORMAS FIXAS *OFFSHORE* DO TIPO JAQUETA DE AÇO: ESTUDO E APLICAÇÃO DO MÉTODO *QUASI-ESTÁTICO PUSHOVER*

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores: Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.  
Prof. Nelson Szilard Galgoul, Dr.-Ing.

Rio de Janeiro  
Novembro de 2013



ANÁLISE NÃO LINEAR DE PLATAFORMAS FIXAS *OFFSHORE* DO TIPO JAQUETA  
DE AÇO: ESTUDO E APLICAÇÃO DO MÉTODO *QUASI-ESTÁTICO PUSHOVER*

Fábio Modesti Orsini de Castro

Orientadores: Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.

Prof. Nelson Szilard Galgoul, Dr.-Ing.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc., PPE/POLI/COPPE/UFRJ

Nelson Szilard Galgoul, Dr.-Ing, UFF

Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D.Sc., PPE/POLI/UFRJ

Paulo Maurício Videiro, D.Sc., CENPES/Petrobras

Rio de Janeiro

Novembro de 2013

*“Eu fiz tudo parecer tão fácil em quadra todos esses anos.  
Ninguém imagina o quão duro eu tive que trabalhar. Ninguém  
imagina o quanto eu tive que me dedicar...”*

*- Pete Sampras*

## AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Jane Aparecida Modesti, pela dedicação aos filhos por toda uma vida. Sem sua entrega, nada do que conquistamos teria sido possível.

Aos meus irmãos, Aline e Adriano, que torcem e se orgulham das vitórias de cada dia, incondicionalmente.

À Andrea Beatriz, por seu amor e carinho. Por me mostrar a direção certa a ser seguida e por fazer de mim uma pessoa melhor. Por ser meu ponto de equilíbrio.

Aos meus grandes amigos Gabriel Rocha e Wilson Bigarel, que nunca desistiram de mim. Por estarem presentes em minha vida.

Ao Professor Gilberto Ellwanger, pela amizade e pelo apoio irrestrito, desde o primeiro momento em que me recebeu como seu aluno.

Ao Professor Nelson Szilard, por me aceitar como seu aluno e por me receber, com a mesma cordialidade, em todos os momentos que precisei.

Ao Professor Sergio Hampshire, pela amizade construída ao longo de todos esses anos, desde a graduação. Por me proporcionar a chance de ser um bom engenheiro.

Ao Jobel Freitas, pela amizade, pelos conselhos e por me ensinar a ver além. Por ser um dos meus grandes professores dentro da vida profissional.

À Promon Engenharia, pelas oportunidades proporcionadas e pela chance de participar de projetos de altíssima sofisticação. Pela possibilidade de desenvolver este trabalho.

À Det Norske Veritas, nas figuras de João Volpini, Sérgio Mendes e Mariana Santos, pela cessão dos recursos necessários para a realização deste trabalho.

À Laninha.

Orsini, Fábio

Análise não linear de plataformas fixas *offshore* do tipo jaqueta de aço: estudo e aplicação do método *quasi-estático pushover* / Fábio Modesti Orsini de Castro – UFRJ/Escola Politécnica, 2013.

250 p.: il.; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2013.

Orientadores: Gilberto Bruno Ellwanger e Nelson Szilard Galgoul.

Referências Bibliográficas: p. 207-211.

1. Plataformas fixas. 2. Estruturas *offshore*. 3. Análise não linear. 4. Colapso. I. Orsini, Fábio. II. Ellwanger, Gilberto. III. Galgoul, Nelson. VI. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. V. Título.

Resumo da Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários à obtenção do Título de Mestre em Projeto de Estruturas (M.Sc.).

ANÁLISE NÃO LINEAR DE PLATAFORMAS FIXAS *OFFSHORE* DO TIPO JAQUETA DE AÇO: ESTUDO E APLICAÇÃO DO MÉTODO *QUASI-ESTÁTICO PUSHOVER*

Fábio Modesti Orsini de Castro

Novembro/2013

Orientadores: Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.

Prof. Nelson Szilard Galgoul, Dr.-Ing.

Programa: Projeto de Estruturas

Dentre as técnicas mais utilizadas na determinação da capacidade resistente limite das plataformas fixas *offshore*, o método *quasi-estático Pushover* é reconhecidamente um dos mais eficientes. Assim, para que se possa avaliar o real comportamento dessas estruturas frente à ocorrência de ações ambientais extremas, relevantes aspectos devem ser considerados, a dizer: não linearidades física e geométrica, resistências e flexibilidades locais de juntas tubulares e interação solo-estaca através do uso de curvas não lineares força-deslocamento.

A presente dissertação demonstra os conceitos acerca do método *Pushover*, necessários para que se possa determinar a Reserva de Resistência Estrutural (RRE) das plataformas fixas do tipo jaqueta de aço. Ao final, esses conceitos são aplicados em um estudo de caso, no qual todas as simulações foram conduzidas através do uso de um sistema computacional desenvolvido especificamente para esse tipo de análise.

Palavras-chave: Plataformas fixas, Estruturas *offshore*, Estruturas metálicas, Juntas tubulares, Solo-Estrutura, Análise não linear, Colapso, *Pushover*.

Abstract of Dissertation presented to Escola Politécnica/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master in Design of Structures (M.Sc.).

NONLINEAR ANALYSIS OF OFFSHORE STEEL JACKETS: STUDY AND  
APPLICATION OF THE *QUASI*-STATIC PUSHOVER METHOD

Fábio Modesti Orsini de Castro

November/2013

Advisors: Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.

Prof. Nelson Szilard Galgoul, Dr.-Ing.

Department: Design of Structures

In determining the ultimate lateral strength of bottom fixed offshore platforms, one of the most widely adopted methods is the *quasi*-static Pushover technique. Thus, to evaluate the real structural behavior of steel jackets in the occurrence of extreme environmental actions, relevant aspects shall be considered, such as: material and geometric nonlinearities, tubular joints capacities and local flexibilities, as well as soil-pile interaction using nonlinear force-displacement curves.

The present dissertation demonstrates the main topics that shall be addressed when performing a Pushover analysis, necessary to determine the Reserve Strength Ratio (RSR) of fixed offshore platforms. A real case of study is presented at the end, in which all simulations were performed using a numerical tool specifically tailored for this kind of analysis.

Keywords: Fixed platforms, Offshore structures, Steel structures, Tubular joints, Soil-Structure, Nonlinear analysis, Collapse, Pushover.



# SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 . INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. APRESENTAÇÃO .....	1
1.2. MOTIVAÇÃO .....	4
1.3. JUSTIFICATIVA .....	8
1.4. OBJETIVO.....	12
1.4.1. OBJETIVO GERAL.....	12
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	12
1.5. MÉTODO.....	13
1.5.1. ESTRUTURA DO TRABALHO .....	14
1.5.2. LIMITAÇÕES DO ESTUDO.....	14
<b>CAPÍTULO 2 . REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>15</b>
2.1. BREVE HISTÓRICO DA INDÚSTRIA <i>OFFSHORE</i> .....	15
2.2. AS JAQUETAS DE AÇO NA INDÚSTRIA <i>OFFSHORE</i> .....	17
2.2.1. APRESENTAÇÃO .....	17
2.2.2. ELEMENTOS QUE COMPÕEM UMA JAQUETA .....	20
2.2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS JAQUETAS.....	22
2.3. JUNTAS TUBULARES .....	25
2.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	25
2.3.2. FLEXIBILIDADE LOCAL.....	32
2.3.3. RESISTÊNCIA LIMITE .....	62
2.4. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....	71
2.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	71
2.4.2. RESISTÊNCIA VERTICAL DO SOLO (CURVAS t-z e Q-z).....	73
2.4.3. RESISTÊNCIA LATERAL DO SOLO (CURVAS p-y).....	86
2.5. MODELAGEM ESTRUTURAL.....	97
2.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	97
2.5.2. RÓTULAS PLÁSTICAS .....	115
2.5.3. MODELAGEM DE MEMBROS TUBULARES .....	122

2.6.	HIDRODINÂMICA.....	133
2.6.1.	ONDAS.....	135
2.6.2.	CORRENTES.....	143
2.6.3.	FORÇAS HIDRODINÂMICAS .....	146
<b>CAPÍTULO 3 . ANÁLISE DE COLAPSO.....</b>		<b>149</b>
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	149
3.2.	RESERVAS DE RESISTÊNCIA ESTRUTURAL.....	152
3.3.	O MÉTODO <i>QUASI-ESTÁTICO PUSHOVER</i> .....	159
<b>CAPÍTULO 4 . APLICAÇÃO PRÁTICA.....</b>		<b>165</b>
4.1.	O OBJETO DE ESTUDO.....	166
4.1.1.	MODELO ESTRUTURAL .....	166
4.1.2.	DADOS AMBIENTAIS E GEOTÉCNICOS.....	172
4.2.	A FERRAMENTA COMPUTACIONAL.....	179
4.2.1.	JUNTAS TUBULARES .....	180
4.2.2.	INTERAÇÃO SOLO-ESTACA .....	181
4.2.3.	HIDRODINÂMICA .....	181
4.2.4.	ANÁLISE ELASTOPLÁSTISCA DE SISTEMAS APORTICADOS (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	183
4.2.5.	ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA DE SISTEMAS TRELIÇADOS (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	186
4.3.	PLATAFORMA PROTEU: RESULTADOS OBTIDOS.....	190
4.3.1.	AÇÃO AMBIENTAL INCIDINDO A 0°.....	191
4.3.2.	AÇÃO AMBIENTAL INCIDINDO A 45°.....	196
4.3.3.	AÇÃO AMBIENTAL INCIDINDO A 90°.....	199
4.3.4.	RESULTADOS PARA AS DEMAIS DIREÇÕES DE INCIDÊNCIA.....	201
<b>CAPÍTULO 5 . FECHAMENTO .....</b>		<b>205</b>
5.1.	CONCLUSÕES .....	205
5.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	206
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>207</b>

<b>ANEXO I . ROTINA DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DE CURVAS p-y PARA SOLOS COESIVOS.....</b>	<b>212</b>
<b>ANEXO II . ROTINA DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DE CURVAS p-y PARA SOLOS NÃO COESIVOS.....</b>	<b>215</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 . Acidente que resultou na perda da plataforma Piper Alpha, em 1988, no Mar do Norte. Retirado de < <a href="http://www.theenergylibrary.com">www.theenergylibrary.com</a> > (Acesso em: 26 mai. 2013, 14:15:00). .....	4
Figura 2 . Imagem de satélite mostra a formação do ciclone tropical <i>Catarina</i> , em 2004, no litoral de Santa Catarina. Retirado de < <a href="http://earthdata.nasa.gov">earthdata.nasa.gov</a> > (Acesso em: 15 out. 2012, 18:30:00).....	6
Figura 3 . Crescimento previsto para os investimentos ( <i>CAPEX</i> ) direcionados para a construção de novas plataformas fixas <i>offshore</i> no mundo, por região, entre os anos 2007 e 2016 (INFIELD SYSTEMS, 2012). .....	8
Figura 4 . Convés da plataforma <i>North Rankin B</i> , instalada no Campo de Perseu, na Costa Oeste da Austrália. Retirado de < <a href="http://uwtreasures.wordpress.com">uwtreasures.wordpress.com</a> > (Acesso em: 26 mai. 2013, 15:45:00).....	9
Figura 5 . Plataforma de Rebombeio Autônoma (PRA-1), da Petrobras. Retirado de < <a href="http://tnpetroleo.com.br">tnpetroleo.com.br</a> > (Acesso em 26 mai. 2013, 15:55:00).....	10
Figura 6 . Módulo de Operação de <i>Pigs</i> (MOP-1), da Petrobras. Retirado de < <a href="http://www.promonengenharia.com.br">www.promonengenharia.com.br</a> > (Acesso em 26 mai. 2013, 16:20:00). .....	10
Figura 7 . Plataforma de Mexilhão (PMXL-1), da Petrobras. Retirado de < <a href="http://www.copenavem.org.br">http://www.copenavem.org.br</a> > (Acesso em 10 jan. 2013). .....	11
Figura 8 . A plataforma de perfuração Kermac 16 foi a primeira unidade fixa <i>offshore</i> construída no Golfo do México, nos EUA, em 1947, posicionada a 14,5 quilômetros da costa (OFFSHORE, 2004). .....	16
Figura 9 . Representação de uma plataforma fixa <i>offshore</i> do tipo jaqueta de aço (Adaptado de CHAKRABARTI, 2005). .....	17
Figura 10 . Principais fenômenos ambientais e condições operacionais que devem ser consideradas no projeto estrutural de uma jaqueta de aço (LAVIER, 1997). .....	18
Figura 11 . Evolução das plataformas fixas do tipo jaqueta instaladas nos EUA (OFFSHORE, 2007).....	19
Figura 12 . Principais elementos estruturais que compõem uma jaqueta de aço (Adaptado de CHAKRABARTI, 2005). .....	20
Figura 13 . Foto clássica do nó (junta tubular) de uma jaqueta de aço, ilustrando sua complexidade e magnitude (DEFILIPPO, 2007 e ALMEIDA, 2008). .....	21
Figura 14 . Cravação das estacas de uma jaqueta com o auxílio de martelos hidráulicos (GERWICK JR., 1999). .....	22

Figura 15 . Relação força-deslocamento obtida através de uma análise <i>pushover</i> mostrando a capacidade de recuperação da resistência de uma jaqueta em função de sua redundância estrutural (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). .....	23
Figura 16 . Ilustração dos espectros de energia referentes a duas alturas de onda observadas no Golfo do México, E.U.A., em comparação com a frequência natural de um modelo de jaqueta (Adaptado de WILSON <i>et al.</i> , 1984).....	24
Figura 17 . Terminologia utilizada para descrever as juntas tubulares simples e seus elementos componentes (normas ISO 19902, 2007, API RP 2A-WSD, 2007 e NORSOK N-004, 2004). .....	26
Figura 18 . Tipos básicos de juntas tubulares: a) Tipo Y ; b) Tipo K e c) Tipo X (norma ISO 19902, 2007). .....	29
Figura 19 . Comparação das curvas adimensionais $P - \delta$ para juntas tubulares com diferentes classificações ( $\beta = 0,3$ , $\gamma = 25$ , $\theta = 45^\circ$ e $g = 2T$ para junta tipo K) (DIER <i>et al.</i> , 2000).....	30
Figura 20 . Exemplos de ponderações para a classificação de juntas tubulares (normas API RP 2A-WSD, 2007, ISO 19902, 2007 e NORSOK N-004, 2004).....	31
Figura 21 . Influência das relações entre as geometrias das seções transversais do <i>chord</i> e do <i>brace</i> (parâmetros $\gamma$ e $\beta$ ) sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Fessler <i>et al.</i> (1986): a) FLJ Axial ; b) FLJ para Flexão no Plano e c) FLJ Flexão para Fora do Plano. ....	36
Figura 22 . Avaliação da influência do diâmetro externo do <i>brace</i> sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Fessler <i>et al.</i> (1986), considerando $\gamma = 15$ e $\theta = 45^\circ$ . ....	37
Figura 23 . Avaliação da influência do ângulo entre os eixos do <i>chord</i> e do <i>brace</i> sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Fessler <i>et al.</i> (1986) (considerando $\gamma = 15$ e $D = 730$ mm): a) FLJ Axial ; b) FLJ Flexão no Plano e c) FLJ Flexão Fora do Plano. ....	38
Figura 24 . Influência das relações entre as geometrias das seções transversais do <i>chord</i> e do <i>brace</i> (parâmetros $\gamma$ e $\beta$ ) sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Buitrago <i>et al.</i> (1993): a) FLJ Axial ; b) FLJ para Flexão no Plano e c) FLJ Flexão para Fora do Plano. ....	43
Figura 25 . Influência das relações entre as geometrias das seções transversais do <i>chord</i> e do <i>brace</i> (parâmetros $\gamma$ e $\beta$ ) sobre a FLJ Axial: comparativo entre as propostas de Fessler <i>et al.</i> (1986) e de Buitrago <i>et al.</i> (1993), considerando $\theta = 30^\circ$ e $\tau = 0,625$ . .....	44

Figura 26 . Avaliação da influência do diâmetro externo do <i>brace</i> sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Buitrago <i>et al.</i> (1986) e Fessler <i>et al.</i> (1986), considerando $\gamma = 15$ , $\theta = 45^\circ$ e $\tau = 0,625$ . .....	44
Figura 27 . Resultados experimentais e curvas ajustadas para juntas do tipo DT ( $\beta = 0,67$ ) axialmente carregadas e sujeitas a diversas tensões de compressão no <i>chord</i> (DIER <i>et al.</i> 2000). .....	52
Figura 28 . Relações força-deslocamento para o <i>brace</i> comprimido de uma junta tipo K ( $\beta = 1$ ) sujeita a variações de tensão no <i>chord</i> , mostrando a concordância entre os valores experimentais e as curvas obtidas com as formulações dadas pelas equações 2.32 e 2.33 (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	55
Figura 29 . Ilustração do método para avaliação da relação força-deslocamento axial de uma junta híbrida (25%X, 75%Y) em comparação com modelos numéricos utilizando o MEF (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	59
Figura 30 . Representação esquemática do modelo para a análise de juntas tubulares inserido em estruturas reticulares (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	60
Figura 31 . Histórico sucinto do desenvolvimento tecnológico sobre juntas tubulares (adaptado de DIER, 2005). .....	63
Figura 32 . Junta simples do tipo T, considerando $\beta = 0,8$ e $\gamma = 25$ (SINTEF, 2001). .	69
Figura 33 . Junta simples do tipo K, considerando $\beta = 0,8$ ; $\gamma = 10$ e $g_T = 2,5$ (SINTEF, 2001). .....	69
Figura 34 . Sistema resistente de uma estaca isolada carregada axialmente. ....	73
Figura 35 . Representação esquemática da interação solo-estaca em meios coesivos (KRAFT <i>et al.</i> , 1981). .....	74
Figura 36 . Curvas t-z recomendadas pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007). .....	82
Figura 37 . Curvas de transferência de carregamento por atrito lateral obtidas em ensaios de laboratório para solos coesivos (VALENZUELA, 1980). .....	83
Figura 38 . Curvas de transferência de carregamento por atrito lateral obtidas em ensaios de campo para solos coesivos (VALENZUELA, 1980). .....	84
Figura 39 . Curvas de transferência de carregamento por atrito lateral obtidas em ensaios de campo para solos não coesivos (VALENZUELA, 1980). .....	84
Figura 40 . Curvas Q-z recomendadas pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007). .....	85
Figura 41 . Representação esquemática dos efeitos que ocorrem nas estacas sujeitas a forças laterais: a) vista em elevação mostrando o deslocamento lateral no topo da estaca ; b) representação das tensões radiais atuantes no fuste antes e depois da aplicação da carga (REESE <i>et al.</i> , 1974 e BRØDBÆK <i>et al.</i> , 2009). .....	86

Figura 42 . “Família” de curvas p-y (REESE <i>et al.</i> , 1974 e VALENZUELA, 1980).....	88
Figura 43 . Construção de curvas p-y para solos coesivos de acordo com o método proposto por Matlock (1970). .....	90
Figura 44 . Avaliação da convergência entre os métodos propostos por Matlock (1970) e pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).....	91
Figura 45 . Determinação da profundidade de referência para aplicação das equações 2.81 e 2.84 de acordo com o método proposto por Reese <i>et al.</i> (1974).....	93
Figura 46 . Coeficientes de correção a) A e b) B para a resistência lateral do solo em função da profundidade, para o método proposto por Reese <i>et al.</i> (1974).....	93
Figura 47 . Família de curvas p-y obtidas através do método proposto por Reese <i>et al.</i> (1974). .....	94
Figura 48 . Comparação entre as curvas p-y obtidas com base na formulação proposta por Reese <i>et al.</i> (1974) e pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007). .....	96
Figura 49 . Movimento de um elemento linear dX (SKALLERUD & AMDAHL, 2009)..	97
Figura 50 . Deformação em uma barra devido a um deslocamento axial imposto.....	100
Figura 51 . Velocidade diferencial entre pontos no espaço (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). .....	102
Figura 52 . Sistema de referência local (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993). .....	107
Figura 53 . Deslocamentos locais para um elemento de pórtico (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993). .....	109
Figura 54 . Ilustração da eliminação das rotações de corpo rígido nos pontos de formação de rótulas plásticas (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993).....	119
Figura 55 . Decomposição de forças para análise do fluxo de plastificação com consideração do encruamento (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993). .....	120
Figura 56 . Analogia entre a abordagem multidirecional e as curvas unidimensionais tensão-deformação para descrever o comportamento das rótulas plásticas (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993).....	122
Figura 57 . Valor médio e desvio padrão para diferentes abordagens para o problema das imperfeições iniciais (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	125
Figura 58 . Simulação do colapso por perda de estabilidade de um membro tubular através de diferentes métodos e considerando imperfeições iniciais (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	128
Figura 59 . Avaliação da flambagem de um elemento isolado considerando os critérios para imperfeições iniciais das principais normas vigentes (SINTEF, 2012).....	129
Figura 60 . Comparação dos resultados obtidos com o programa <i>USFOS</i> para a flambagem de membros tubulares, considerando diversas taxas de imperfeições	

geométricas, em relação à curva de resistência da norma API RP 2A-WSD (2007) (SINTEF, 2012).....	129
Figura 61 . Sistema de coordenadas para modelagem de juntas tubulares. ....	130
Figura 62 . Graus de liberdade independentes na superfície do chord de uma junta do tipo K (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993).....	131
Figura 63 . a) Translação da curva de interseção compatível com a translação ao longo do eixo Z no nó da superfície ; b) Rotação da curva de interseção compatível com a rotação em torno do Y no nó da superfície ; c) Rotação da curva de interseção compatível com a rotação em torno do X no nó da superfície (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993). ....	132
Figura 64 . Modelo de barras para considerar os efeitos da flexibilidade local da junta tubular (SØREIDE <i>et al.</i> , 1993).....	132
Figura 65 . Procedimento para cálculo das forças devido à ação combinada de onda e corrente, segundo a norma API RP 2A-WSD (2007).....	134
Figura 66 . Representação esquemática da superfície de uma onda (AZAR, 1980). ....	136
Figura 67 . Regiões para quais são válidas as teorias de onda de Airy, Stokes e <i>Stream Functions</i> , segundo a Norma API RP 2A-WSD (2007). ....	138
Figura 68 . Perfil de corrente recomendado pela norma API RP 2A-WSD (2007), para projetos de plataformas instaladas no Golfo do México, E.U.A. (API RP 2A-WSD, 2007). ....	144
Figura 69 . Alteração no período da onda incidente devido ao efeito Doppler (API RP 2A-WSD, 2007).....	145
Figura 70 . Representação esquemática simplificada do processo de análise estrutural: a) linear ; b) não linear (DNV <i>et al.</i> , 1999).....	151
Figura 71 . Descrição das características não lineares de um componente estrutural (DNV <i>et al.</i> , 1999). ....	152
Figura 72 . RRE requerida para alcançar determinada probabilidade de falha do sistema estrutural (VAN DE GRAAF <i>et al.</i> , 1994). ....	158
Figura 73 . Aumento incremental de um vetor de cargas fixo para análise não linear de jaquetas (DNV <i>et al.</i> , 1999).....	160
Figura 74 . Modificação da análise <i>Pushover</i> para considerar o aumento da altura da onda de projeto, como proposto por Golafshani <i>et al.</i> (2011).....	161
Figura 75 . Aumento da altura de onda para análise incremental utilizando a técnica <i>Pushover</i> (DNV <i>et al.</i> , 1999). ....	162
Figura 76 . Ilustração de uma curva força global-deslocamento global para a análise <i>Pushover</i> de uma estrutura <i>offshore</i> (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). ....	164



Figura 77 . Definições para a curva de capacidade limite (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). .....	164
Figura 78 . Elevações das mesas e geometria do sistema de contraventamento da jaqueta da plataforma Proteu (Faces 1, 2 e A).....	167
Figura 79 . Detalhe do sistema de contraventamento na Face B da jaqueta da plataforma Proteu. ....	167
Figura 80 . Geometria dos membros tubulares estruturais (diâmetro externo x espessura de parede) que compõem a estrutura da jaqueta da plataforma Proteu (Dimensões em milímetros). ....	168
Figura 81 . Orientação da plataforma Proteu. ....	168
Figura 82 . Detalhe típico do reforço local das juntas tubulares da plataforma Proteu (Dimensões em milímetros). ....	169
Figura 83 . Detalhe da modelagem das juntas tubulares, considerando os <i>gaps</i> entre <i>braces</i> , com a listagem de entrada (SINTEF, 2012) para todas os nós da jaqueta, incluindo a definição dos <i>cans</i> . ....	169
Figura 84 . Aplicação de carregamentos funcionais no convés da plataforma. ....	170
Figura 85 . Modelo tridimensional completo da plataforma Proteu: a) Convés ; b) Jaqueta ; c) Elevação vista Face A ; d) Elevação vista Face 2 ; e) Elevação vista Face 1 e f) Vista isométrica. ....	171
Figura 86 . Altura máxima da onda de projeto e período associado por direção para o local de instalação da plataforma Proteu (TR = 100 anos).....	172
Figura 87 . Velocidade máxima da corrente de projeto por direção para o local de instalação da plataforma Proteu (TR = 100 anos).....	172
Figura 88 . Orientação em planta da plataforma Proteu mostrando a nomenclatura das faces da jaqueta e as direções de incidência das forças ambientais consideradas nas análises realizadas. ....	174
Figura 89 . Perfil geotécnico considerado para o estudo de caso. ....	175
Figura 90 . Família de curvas p-y para areias empregada na análise da plataforma Proteu.....	176
Figura 91 . Curva p-y para argila empregada na análise da plataforma Proteu.....	176
Figura 92 . Família de curvas t-z para areias empregada na análise da plataforma Proteu.....	177
Figura 93 . Curva t-z para argila empregada na análise da plataforma Proteu.....	177
Figura 94 . Curva Q-z para argila empregada na análise da plataforma Proteu.....	178
Figura 95 . Representação gráfica das diversas curvas não lineares aplicadas ao modelo matemático para consideração da interação solo-estrutura.....	179

Figura 96 . Ilustração da geração automática de parâmetros locais de juntas tubulares. ....	180
Figura 97 . Avaliação da posição de onda que gera a maior ação global sobre a jaqueta da plataforma Proteu com base no critério de maior reação na base (SINTEF, 2012). ....	182
Figura 98 . Perfil de coeficientes de inércia para cálculo das forças hidrodinâmicas - Onda incidindo a 0° (Direção X Global). ....	182
Figura 99 . Perfil de coeficientes de arrasto para cálculo das forças hidrodinâmicas - Onda incidindo a 0° (Direção X Global). ....	183
Figura 100 . Pórtico plano para análise elasto-plástica: a) Geometria e carregamentos ; b) Mecanismo de Colapso esperado (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	184
Figura 101 . Avaliação dos resultados obtidos através de métodos analíticos e utilizando o programa <i>USFOS</i> , através do emprego da técnica <i>Pushover</i> (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). ....	184
Figura 102 . Avaliação da formação das rótulas plásticas no sistema estrutural ao longo da análise. Observa-se a evolução dos momentos fletores com a deformação do quadro (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). ....	185
Figura 103 . Ilustração do esgotamento da capacidade plástica dos pontos no meio do vão e no nó C através de análise realizada com o programa <i>USFOS</i> (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	186
Figura 104 . Sistema treliçado para análise elasto-plástica (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). ....	187
Figura 105 . Relação força-encurtamento idealizada para <i>braces</i> da estrutura (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). ....	187
Figura 106 . Comparação entre os resultados obtidos através de métodos analíticos e com o uso do programa <i>USFOS</i> , empregando o método <i>Pushover</i> no sistema treliçado da figura 82 (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	188
Figura 107 . Análise da capacidade resistente do elemento comprimido, considerando a perda da capacidade portante no regime pós-flambagem (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). ....	189
Figura 108 . Ilustração do esgotamento da capacidade plástica dos <i>braces</i> através de análise realizada com o programa <i>USFOS</i> (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).....	189
Figura 109 . Listagem com as reações de apoio do modelo para verificação da correta aplicação dos carregamentos funcionais (Unidade: Newton). ....	190
Figura 110 . Verificação das curvas de representação do solo para o nó 1000393, referente à camada de profundidade 18,75m: a) p-y ; b) t-z.....	191
Figura 111 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 0°.....	192

Figura 112 . Flambagem do membro 595 - Incidência da ação ambiental em 0°.....	194
Figura 113 . Evolução da força axial resistida pelo membro 595 até sua perda de resistência e entrada no regime pós-flambagem - Incidência da ação ambiental em 0° (Unidade: Newton).....	194
Figura 114 . Configuração deformada em colapso da plataforma Proteu - Incidência da ação ambiental em 0°.....	195
Figura 115 . Configuração deformada final mostrando o movimento torsional da jaqueta – Incidência da ação ambiental em 0°.....	195
Figura 116 . Ilustração da verificação do uso da capacidade resistente das juntas tubulares - Incidência da ação ambiental em 0°(Unidades: metro, Newton).....	196
Figura 117 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 45°.....	197
Figura 118 . Flambagem dos membros 595 e 386 - Incidência da ação ambiental em 45°.....	197
Figura 119 . Configuração em colapso da plataforma - Incidência da ação ambiental em 45°.....	198
Figura 120 . Configuração deformada final mostrando o movimento torsional da jaqueta – Incidência da ação ambiental em 45°.....	199
Figura 121 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 90°.....	200
Figura 122. Flambagem dos membros 386 e 562 - Incidência da ação ambiental em 90°.....	200
Figura 123 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 135°.....	201
Figura 124 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 180°.....	202
Figura 125 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 225°.....	202
Figura 126 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 270°.....	203
Figura 127 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 315°.....	203
Figura 128 . Avaliação da reserva de resistência estrutural do sistema.....	204

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 . Coeficientes A e B referentes às equações 2.26 e 2.27, definidos na primeira etapa do projeto conduzido pela <i>MSL Engineering</i> (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	50
Tabela 2 . Coeficientes A e B referentes às equações 2.32 e 2.33, considerando os ajustes feitos para incorporar a influência do carregamento atuante no <i>chord</i> e seu material constituinte (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	53
Tabela 3 . Parâmetros de ajuste para determinação do fator de carregamento do <i>chord</i> $Q_f$ (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	54
Tabela 4 . Fatores de ajuste para a resistência limite de juntas tubulares (DIER <i>et al.</i> , 2000) .....	57
Tabela 5 . Critérios e avaliação dos métodos para implementação computacional do acoplamento entre as relações força-deslocamento (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	61
Tabela 6 . Parâmetros básicos $Q_u$ para o critério de ruptura da resistência limite média (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	65
Tabela 7 . Parâmetros básicos $Q_u$ para o critério de ruptura da resistência limite característica (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	65
Tabela 8 . Parâmetros básicos $Q_u$ para o critério de ruptura da resistência limite frente ao surgimento da primeira trinca (DIER <i>et al.</i> , 2000). .....	66
Tabela 9 . Parâmetros básicos de resistência $Q_u$ definidos pelas mais utilizadas normas técnicas internacionais. ....	68
Tabela 10 . Cálculo da resistência da junta tubular definida na figura 32, segundo diferentes formulações (SINTEF, 2001). .....	70
Tabela 11 . Cálculo da resistência da junta tubular definida na figura 33, segundo diferentes formulações (SINTEF, 2001). .....	70
Tabela 12 . Valores sugeridos para o parâmetro $\beta$ e limites para a tensão de atrito lateral por unidade de comprimento de estacas em solos não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007). .....	78
Tabela 13 . Valores recomendados para o parâmetro adimensional de ajuste da resistência de ponta de estacas em solos não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007). .....	80
Tabela 14 . Curvas t-z para solos coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007). .....	83
Tabela 15 . Curvas t-z para solos não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007). .....	83

Tabela 16 . Curvas Q-z para solos coesivos e não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007). .....	85
Tabela 17. Curvas p-y propostas pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007). .....	91
Tabela 18 . Valores propostos para o módulo de reação inicial do solo (REESE <i>et al.</i> , 1974) .....	95
Tabela 19 . Medidas de deformação (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). .....	107
Tabela 20. Coeficientes sugeridos pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) para aplicação na fórmula de Morison para o projeto de jaquetas. ....	147
Tabela 21 . Determinação do nível de exposição de uma plataforma fixa (ISO 19902, 2007). .....	150
Tabela 22 . RRE relacionada à probabilidade de falha definida de acordo com a região de instalação da plataforma (VAN DE GRAAF <i>et al.</i> , 1994). .....	158
Tabela 23 . Valores do fator de majoração da carga ambiental extrema e da RRE para alcançar uma probabilidade de falha menor que $3 \times 10^{-5}$ por ano para novas plataformas habitadas (Nível de exposição L1) (ISO 19902, 2007). .....	159
Tabela 24 . Valores do fator de majoração da carga ambiental extrema e da RRE para alcançar uma probabilidade de falha menor que $5 \times 10^{-4}$ por ano para novas plataformas desabitadas (Nível de exposição L2) (ISO 19902, 2007). .....	159
Tabela 25 . Principais características geométricas da jaqueta da plataforma Proteu. ....	166
Tabela 26 . Dimensões principais da jaqueta da plataforma Proteu. ....	166
Tabela 27 . Distribuição por disciplina do peso operacional da plataforma Proteu para determinação dos carregamentos funcionais da unidade. ....	171

## **LISTA DE SIGLAS**

### **SIGLAS EM PORTUGUÊS**

CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

E&P – Exploração e Produção.

ELU – Estado Limite Último.

FLJ – Flexibilidade Local de Junta.

F.S. – Fator de Segurança.

IMR – Inspeção, Manutenção e Reparo.

MEF – Método dos Elementos Finitos.

O&G – Óleo e Gás.

P&D – Pesquisa e Desenvolvimento.

PLANGAS – Plano de Antecipação da Produção de Gás.

PVC – Problema de Valor de Contorno.

RAP – Recuperação Avançada de Petróleo.

RE – Redundância Estrutural.

RRE – Reserva de Resistência Estrutural.

TR – Tempo de Recorrência.

V.G. – Verdadeira Grandeza.

### **SIGLAS EM INGLÊS**

*API – American Petroleum Institute.*

*ASCE – American Society of Civil Engineers.*

*CAPEX – Capital Expenditure.*

*JIP – Joint Industry Project.*

*LRFD – Load and Resistance Factor Design.*

*NPD – Norwegian Petroleum Directorate.*

*USFOS – Ultimate Strength Analysis of Fixed Offshore Systems.*

*WSD – Working Stress Design.*

### **SIGLAS EM NORUEGUÊS**

*DNV – Det Norske Veritas.*

# LISTA DE SÍMBOLOS

## LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

$c$	Velocidade de propagação da onda.
$c_a$	Aderência entre a estaca e o solo.
$c_d$	Coeficiente hidrodinâmico de arrasto.
$c_l$	Coeficiente de <i>lift</i> (empuxo vertical) hidrodinâmico.
$c_m$	Coeficiente hidrodinâmico de inércia.
$c_u$	Resistência não drenada da argila.
$e$	Excentricidade.
$e$	Constante de Euler (2,71828...).
$e^*$	Imperfeição inicial em um membro tubular.
$d$	Diâmetro externo do <i>brace</i> .
$d$	Lâmina d'água.
$f$	Termos da matriz de flexibilidade local de juntas tubulares.
$f_Y$	Tensão de escoamento do material constituinte do <i>brace</i> de uma junta.
$g$	<i>Gap</i> (vão).
$g$	Aceleração da gravidade (9,80665m/s <sup>2</sup> ).
$k$	Número de onda.
$l$	Comprimento.
$o$	<i>Offset</i> (afastamento).
$p$	Resistência lateral do solo.
$p_u$	Resistência lateral limite do solo.
$p_{ud}$	Resistência lateral limite do solo em grandes profundidades.
$p_{us}$	Resistência lateral limite do solo em profundidades rasas.
$t$	Tempo.
$t$	Espessura de parede do <i>brace</i> .
$t$	Atrito lateral por unidade de comprimento atuante no fuste de uma estaca.
$v$	Velocidade.
$v_\eta$	Velocidade de corrente em uma determinada profundidade.
$y$	Deslocamento lateral de uma estaca.
$z$	Deslocamento vertical por unidade de comprimento no fuste de uma estaca.
$z$	Profundidade medida a partir da superfície do terreno.

## LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A	Área.
$A_p$	Área de ponta da estaca.
$A_s$	Área lateral da estaca.
D	Diâmetro externo do <i>chord</i> .
D	Diâmetro externo da estaca.
E	Módulo de Elasticidade (Young).
$E_{ij}$	Tensor das deformações de Green.
$E_s$	Módulo de deformação do solo.
$F_{\text{Colapso}}$	Força ambiental global que causa o colapso estrutural.
$F_{\text{CR}}$	Força ambiental global de projeto devido à corrente
$F_D$	Força de arrasto.
$F_I$	Força de inércia.
$F_L$	Força de <i>lift</i> (empuxo vertical hidrodinâmico).
$FLJ_\delta$	Flexibilidade local da junta tubular para forças axiais.
$FLJ_{\phi_1}$	Flexibilidade local da junta tubular para flexão no plano.
$FLJ_{\phi_0}$	Flexibilidade local da junta tubular para flexão fora do plano.
$F_Y$	Tensão de escoamento do material constituinte do <i>chord</i> de uma junta.
$F_{\text{WD}}$	Força ambiental global de projeto devido à onda.
$F_{\text{WV}}$	Força ambiental global de projeto devido ao vento.
H	Profundidade.
H	Energia potencial devido às forças externas em um sistema.
H	Altura de onda.
$H_{\text{Máx}}$	Altura máxima de onda.
$H_S$	Altura significativa de onda.
I	Momento de inércia.
K	Rigidez.
$K_0$	Rigidez inicial.
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso.
$K_a$	Coefficiente de empuxo ativo (Rankine).
$K_s$	Coefficiente de empuxo médio ao longo do fuste da estaca.
$K_{Y,K,X}$	Rigidez ponderada de uma junta tubular híbrida.
L	Comprimento.
M	Momento fletor.



$M_k$	Momento fletor resistente característico.
$M_I$	Momento fletor no plano da junta tubular.
$M_O$	Momento fletor fora do plano da junta tubular.
$M_{Rd}$	Momento fletor resistente de cálculo.
$M_{Rd,I}$	Resistência de cálculo à flexão no plano da junta.
$M_{Rd,O}$	Resistência de cálculo à flexão fora do plano da junta.
$N_{cr}$	Força axial crítica de flambagem.
$N_E$	Força axial de flambagem de Euler.
$N_{Rd}$	Força normal resistente de cálculo.
$P$	Força.
$P$	Pressão hidrostática.
$P_k$	Força axial característica.
$P_u$	Força axial máxima.
$Q$	Resistência de ponta de uma estaca.
$Q_f$	Fator de carregamento do <i>chord</i> de uma junta tubular.
$Q_g$	Fator de <i>gap</i> de uma junta tubular.
$Q_p$	Resistência de ponta de uma estaca isolada.
$Q_s$	Resistência por atrito lateral de uma estaca isolada.
$Q_u$	Parâmetro básico de resistência de juntas tubulares.
$Q_\beta$	Parâmetro geométrico de juntas tubulares.
$Q_{yy}$	Fator de correção do ângulo entre os <i>braces</i> e o <i>chord</i> de uma junta tubular.
$T$	Espessura de parede do <i>chord</i> .
$T$	Período.
$T_{app}$	Período aparente.
$T_{HMáx}$	Período associado à altura máxima de onda.
$T_{Máx}$	Período máximo.
$T_p$	Período associado à altura de onda significativa.
$U$	Energia potencial de deformação interna de um sistema.
$V$	Volume.
$V_I$	Velocidade de propagação da corrente.
$V_{Máx}$	Velocidade máxima de corrente.
$W$	Peso (massa multiplicada pela aceleração da gravidade).
$W$	Módulo elástico da seção transversal.
$Y$	Deslocamento lateral de uma estaca.

## LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

$\alpha$	Fator de ajuste para o cálculo da resistência lateral de estacas.
$\beta$	Parâmetro adimensional geométrico (juntas tubulares).
$\beta$	Parâmetro adimensional para resistência lateral de estacas.
$\gamma$	Parâmetro adimensional geométrico (juntas tubulares).
$\gamma_{\text{Nat}}$	Peso específico natural do solo.
$\gamma_{\text{Sub}}$	Peso específico submerso do solo.
$\delta$	Deslocamento.
$\delta_{ij}$	Delta de Kronecker.
$\delta_u$	Deslocamento axial máximo.
$\varepsilon$	Deformação.
$\varepsilon$	Declividade da onda.
$\varepsilon_{50}$	Deformação correspondente à metade da tensão máxima resistente do solo.
$\varepsilon_{ij}$	Tensor das deformações.
$\varepsilon_{\ln}$	Deformação logarítmica.
$\zeta$	Parâmetro adimensional geométrico (juntas tubulares).
$\eta$	Elevação da onda na superfície livre.
$\theta$	Ângulo.
$\theta_c$	Ângulo formado entre o <i>brace</i> comprimido e o <i>chord</i> de uma junta tubular.
$\theta_t$	Ângulo formado entre o <i>brace</i> tracionado e o <i>chord</i> de uma junta tubular.
$\rho$	Densidade de um fluido.
$\sigma$	Tensão.
$\sigma_0$	Tensão vertical efetiva em uma camada de solo.
$\sigma_h$	Tensão horizontal média na superfície lateral da estaca.
$\sigma_y$	Tensão de escoamento.
$\tau$	Parâmetro adimensional geométrico (juntas tubulares).
$\tau_1$	Atrito lateral por unidade de comprimento da estaca.
$\phi$	Fator de ajuste para a capacidade resistente das juntas tubulares.
$\phi$	Ângulo de atrito entre a estaca e o solo.
$\phi_1$	Rotação no plano da junta tubular.
$\phi_0$	Rotação fora do plano da junta tubular.

## LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

$\Gamma_{\delta}^b$	Deformação axial de viga na extremidade do <i>brace</i> .
$\Delta$	Incremento.
$\Delta_{\delta}^c$	Deformação de viga no <i>chord</i> referente ao deslocamento axial.
$\theta_1^b$	Deformação de viga no <i>brace</i> referente à rotação no plano da junta tubular.
$\theta_0^b$	Deformação de viga no <i>brace</i> referente à rotação fora do plano da junta.
$\Phi$	Potencial de velocidade da onda.
$\Pi$	Energia total de um sistema.
$\Psi$	Fator.
$\psi_1^c$	Deformação de viga no <i>chord</i> referente à rotação no plano da junta tubular.
$\psi_0^c$	Deformação de viga no <i>chord</i> referente à rotação fora do plano da junta.

# CAPÍTULO 1 . INTRODUÇÃO

## 1.1. APRESENTAÇÃO

A indústria de Exploração e Produção (E&P) de hidrocarbonetos<sup>1</sup> é, atualmente, um dos mais importantes segmentos da economia mundial. Bilhões de dólares são investidos todos os anos nas mais diversas áreas do conhecimento, com o objetivo de desenvolver a tecnologia necessária para que novas jazidas sejam descobertas, e delas se possa extrair com segurança o maior volume possível de petróleo e de gás natural.

Nesse contexto, as atividades de E&P conduzidas em alto mar (*offshore*) podem ser consideradas as mais relevantes, tendo em vista que os maiores reservatórios já identificados se encontram em bacias sedimentares distantes centenas de quilômetros da costa. Em contrapartida, operações *offshore* são extremamente perigosas, não somente por conta dos riscos associados às próprias atividades exploratórias, mas também devido ao ambiente hostil em que são realizadas.

Ondas, ventos, correntes, furacões e sismos são fenômenos naturais que desafiam os engenheiros na busca por soluções técnicas que possam minimizar, não somente os riscos sobre o capital empregado, mas também, e principalmente, os riscos de perda de vidas humanas em empreendimentos de grande complexidade. E dentre os principais adventos tecnológicos desenvolvidos para possibilitar a exploração *offshore*, as plataformas fixas do tipo *jaqueta de aço* possuem características que as tornam extremamente importantes para toda a indústria petroleira.

O substancial número de pesquisas voltadas especificamente para o estudo desses sistemas estruturais, com o objetivo de torná-los mais resistentes, confiáveis e, conseqüentemente, mais seguros, mostra como este tipo de plataforma movimentada o setor de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) na área de Óleo e Gás (O&G) em todo o mundo. Soma-se a isso a necessidade de se avaliar periodicamente as jaquetas existentes, em face ao grau de desgaste que podem vir a ter, já que os riscos associados à degradação estrutural aumentam com o passar do tempo. Van Raaij (2005) acrescenta ainda que, dentre outros aspectos, fenômenos naturais extremos, de magnitude superior àquelas previstas em projeto, podem vir a ocorrer.

Em relação à análise estrutural, o projeto de uma jaqueta é comumente desenvolvido a partir da avaliação da capacidade portante individual de cada um dos seus membros, ao

---

<sup>1</sup> Recursos naturais originados a partir da fossilização de organismos retidos em bacias sedimentares, cujas moléculas são formadas por cadeias de carbono e hidrogênio. Esses são o petróleo, em suas diversas variações de qualidade, o gás natural e o óleo condensado (THOMAS, 2001).

invés de todo o seu sistema estrutural (LAVÉ, 1997). Assim, é razoável afirmar que esse tipo de plataforma dispõe de alguma reserva de resistência, já que a eventual falha de um elemento não necessariamente implicará no colapso de todo o conjunto.

Ao contrário, por se tratarem de sistemas altamente redundantes, as jaquetas são capazes de redistribuir os esforços internos por diversos “caminhos” para o fluxo de cargas até as fundações, mostrando-se, assim, mais complacentes com eventos de grandes proporções. Em suma, “o todo é maior do que a soma das partes”<sup>2</sup> e, por isso, projetos baseados na análise por componente estrutural podem vir a ser demasiadamente conservativos e não eficientes o bastante.

Seguindo essa lógica, observa-se que a *Reserva de Resistência Estrutural (RRE)*<sup>3</sup> vem sendo cada vez mais utilizada pelas grandes companhias como um importante parâmetro de auxílio à tomada de decisão, seja na construção de novas plataformas ou nas operações de inspeção, manutenção e reparo (IMR) conduzidas em unidades existentes (LALANI e SHUTTLEWORTH, 1990). Nesse sentido, as técnicas de análise linear usualmente empregadas não mais se aplicam, e métodos que possibilitem a identificação dos mecanismos de colapso, considerando características verdadeiramente não lineares, intrínsecas a este tipo de sistema estrutural, tornam-se fundamentais para avaliar o real comportamento das jaquetas frente às mais severas condições de operação.

Reconhecidamente importante para a avaliação do desempenho estrutural das plataformas fixas *offshore*, o método *Pushover* (DNV *et al.*, 1999) foi desenvolvido para tornar esse tipo de trabalho mais expedito e menos custoso, considerando o emprego de robustas técnicas computacionais. Trata-se de uma abordagem simples e direta para um problema extremamente complexo, já que o seu produto final, denominado *Curva de Resistência*, permite inferir a capacidade portante de todo o conjunto como um sistema, efetivamente, além de prover o histórico de falha de cada elemento até que se tenha atingido o colapso global da unidade (SKALLERUD & AMDHAL, 2009).

O maior desafio na realização de uma análise *Pushover*, contudo, está em descrever correta e adequadamente o comportamento dos principais subsistemas que compõem uma plataforma fixa do tipo jaqueta. Isso deve ser feito através do emprego de métodos matemáticos consistentes, validados por resultados experimentais e descritos por algoritmos eficientes, capazes de considerar tais subsistemas na avaliação do desempenho de todo o conjunto estrutural.

Por fim, considerando o exposto, o uso de métodos não lineares de análise pode vir a ser mais adequado para viabilizar o projeto de novas jaquetas, adquirindo relevância ainda maior em situações onde seja necessário prolongar a vida útil de unidades existentes. Para

---

<sup>2</sup> Aristóteles, **A Metafísica**. Escrito em 350 a.C.

<sup>3</sup> Referenciado nas normas técnicas internacionais pelo termo *Reserve Strength Ratio (RSR)*.

isso, diversos pacotes, bastante difundidos no meio técnico e científico, estão disponíveis no mercado. Cabe então aos engenheiros de estruturas conhecer os métodos que “rodam por trás da interface gráfica”, para que sejam capazes de julgar qualitativamente os resultados obtidos. O domínio dessas técnicas requer experiência, além de um sólido entendimento dos conceitos teóricos fundamentais que as sustentam.

## 1.2. MOTIVAÇÃO

As jaquetas de aço são, até os dias de hoje, os sistemas estruturais mais utilizados pela indústria *offshore* de E&P no mundo para atividades em águas rasas (profundidades menores do que 400 metros). Quando viáveis, representam a solução de engenharia com a melhor relação custo-benefício, em comparação com os demais tipos de plataforma (CHAKRABARTI, 2005).

As primeiras jaquetas foram construídas na década de 50. Desde então, com o aumento da produção marítima de petróleo e gás natural, o número de unidades desse tipo aumentou consideravelmente. Hoje existem milhares de plataformas espalhadas por todo o mundo, e novas construções ainda estão por vir.

Originalmente, as plataformas *offshore* eram projetadas para resistir, exclusivamente, às cargas permanentes, denominadas funcionais, e às cargas devido às ações de ondas, ventos e correntes. Contudo, alguns episódios catastróficos, como a perda das plataformas Alexander Kielland, em 1980, e Piper Alpha, em 1988 (Figura 1), ambas no Mar do Norte, trouxeram à tona a necessidade de avaliação da capacidade resistente limite deste tipo de estrutura como um sistema, considerando, dentre outros fatores, sua redundância e sua capacidade de dissipação de energia (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).



**Figura 1** . Acidente que resultou na perda da plataforma Piper Alpha, em 1988, no Mar do Norte. Retirado de <[www.theenergylibrary.com](http://www.theenergylibrary.com)> (Acesso em: 26 mai. 2013, 14:15:00).

Algumas plataformas no Mar do Norte, ainda em operação, foram projetadas para ter uma vida útil de 20 anos, aproximadamente. O mesmo ocorre com unidades instaladas no Golfo do México (LAVIER, 1997). Já no Brasil, as primeiras jaquetas foram construídas no final da década de 60, e a grande maioria delas ainda é completamente operante (DEFILIPPO, 2007). Apesar disso, devido ao advento de novas e avançadas técnicas para a extração de hidrocarbonetos, muitas companhias passaram a ter interesse no prolongamento da vida útil de suas plataformas. Sobre isso, Ersdal (2005) afirma que, mesmo que grandes reconstruções, reparos ou inspeções tenham que ser feitos, o uso de unidades existentes, ainda assim, pode ser economicamente vantajoso, contanto que os requisitos de segurança descritos pelas normas técnicas vigentes sejam atendidos.

É importante observar, porém, que as estruturas mais antigas foram desenvolvidas com base nos métodos de engenharia convencionalmente utilizados na época em que seus projetos foram elaborados. Nesse sentido, e adicionalmente ao exposto, a segurança estrutural de uma jaqueta frente às ações ambientais, como originalmente havia sido previsto, pode não mais ser a mesma, devido ao processo de degradação ocorrido ao longo dos seus anos em operação.

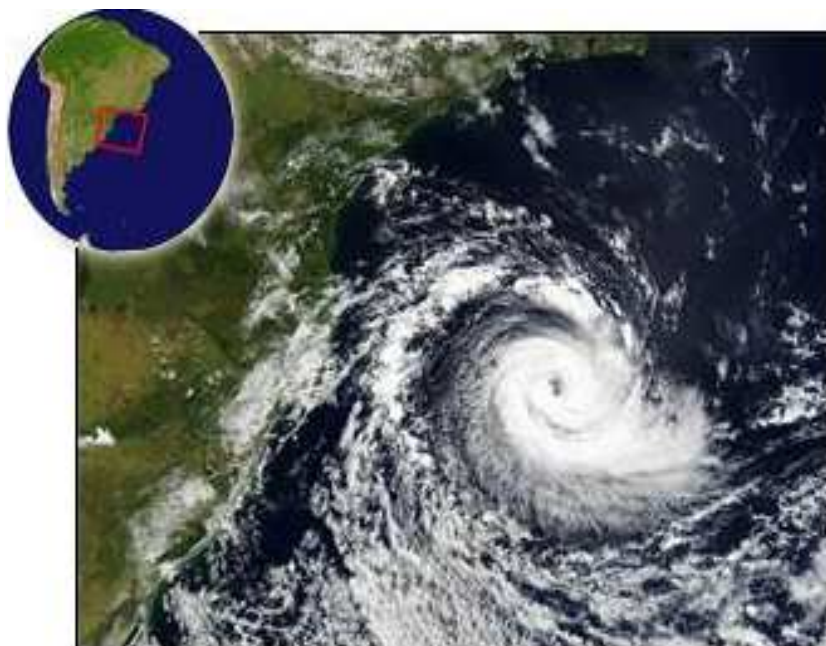
Já em relação às novas unidades, é de suma importância definir quais são as suas reservas de resistência estrutural, uma vez que fenômenos extremos associados a fortes tempestades vêm ocorrendo com alguma frequência em diversas regiões exploratórias, como o Golfo do México e o Mar do Norte. Mesmo o Brasil tem presenciado mudanças climáticas abruptas, que acarretam estados de mar até então nunca vistos, e.g. o ciclone tropical *Catarina*, que atingiu a costa do Estado de Santa Catarina em 2004 (Figura 2).

Skallerud e Amdhal (2009) afirmam que, inevitavelmente, qualquer plataforma *offshore* estará sujeita a severos fenômenos ambientais durante sua vida útil de operação. No Golfo do México, muitas unidades foram destruídas com a passagem de grandes furacões, o que resultou em significativos prejuízos financeiros para diversas companhias do setor. Contudo, nos casos mais recentes, com o auxílio de sistemas de monitoramento meteorológico, a produção pôde ser interrompida e as unidades evacuadas em tempo hábil, evitando, assim, a ocorrência de fatalidades.

No Mar do Norte, por outro lado, fortes tormentas são tão frequentes, que as jaquetas lá instaladas devem ser projetadas para se manterem íntegras após o término desses eventos, sem que as atividades de produção sejam interrompidas. Dessa forma, proporcionalmente aos riscos envolvidos, e a fim de garantir maior segurança em todos os sentidos aos operadores, o emprego de técnicas mais sofisticadas de análise estrutural se faz necessário. Não somente isso, mas o desenvolvimento continuado de sistemas computacionais de simulação para apoio aos projetos de engenharia, ganha cada vez mais



relevância na indústria, tornando-se indispensáveis para o sucesso de qualquer empreendimento para a produção *offshore* de petróleo e gás natural.



**Figura 2 .** Imagem de satélite mostra a formação do ciclone tropical *Catarina*, em 2004, no litoral de Santa Catarina. Retirado de <earthdata.nasa.gov> (Acesso em: 15 out. 2012, 18:30:00).

Análises não lineares para a avaliação das condições de colapso são ferramentas de apoio a diversas linhas de pesquisa, como por exemplo: a inferência probabilística da confiabilidade de unidades existentes e a avaliação dos riscos devido ao fenômeno da subsidência<sup>4</sup> que, particularmente, conduz ao problema da ação de ondas no convés das jaquetas (ERSDAL, 2005); todos temas relacionados à segurança estrutural. Ainda, problemas envolvendo possíveis colisões de embarcações, assim como eventos sísmicos, podem ser estudados com o uso da técnica *Pushover*.

Por esses motivos, os requisitos necessários para que este método seja adequadamente aplicado se constituem em um conjunto de conhecimentos técnicos indispensáveis, principalmente, aos engenheiros de estruturas que atuam em projetos para o setor *offshore* de E&P.

Com base no exposto, a necessidade de reavaliar as jaquetas existentes, e minimizar os riscos sobre novas unidades, torna-se bastante relevante para toda a indústria petrolífera e para a sociedade em geral. Assim, o uso de técnicas e ferramentas capazes de

---

<sup>4</sup> Rebaixamento do nível do leito marinho devido ao adensamento do reservatório causado pelas atividades de exploração de hidrocarbonetos.

simular o comportamento não linear desses sistemas estruturais vem ganhando espaço em pesquisas realizadas por todo o mundo (DEFILIPPO, 2007).

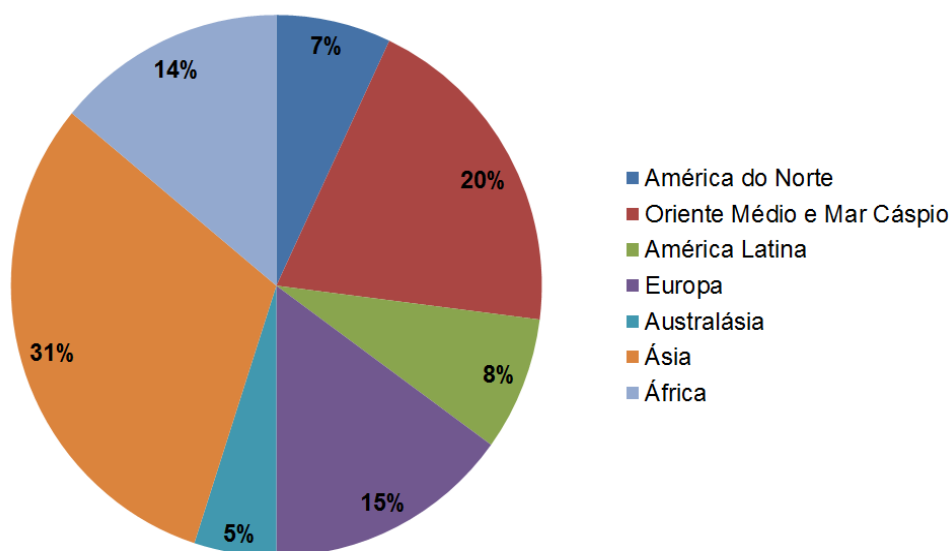
Não somente isso, mas alguns dos principais organismos responsáveis pelo desenvolvimento, fiscalização e pela normalização da engenharia para a indústria *offshore*, e.g. *Norwegian Petroleum Directorate (NPD)*, *Det Norske Veritas (DNV)*, ambos da Noruega, e o *American Petroleum Institute (API)*, dos EUA, vêm buscando estabelecer parâmetros mínimos de segurança, baseados em análises de colapso, para que projetos de construção de novas plataformas fixas sejam aprovados. E como as operadoras e sociedades classificadoras que atuam no Brasil, normalmente, seguem as regras estabelecidas por essas entidades, é indispensável o conhecimento de suas bases teóricas e preceitos.

### 1.3. JUSTIFICATIVA

As atividades de E&P *offshore* no mundo vêm sendo desenvolvidas em profundidades cada vez maiores. Muitas das províncias descobertas no pré-sal brasileiro e em campos da Angola, por exemplo, estão localizadas em regiões de águas profundas e ultraprofundas, assim como grande parte dos reservatórios de gás natural no leste da África. Conforme as curvas de produção dos reservatórios localizados em águas rasas tendem a decair, as grandes operadoras dependerão cada vez mais dos sistemas remotos de produção, posicionados a quilômetros de distância da costa.

Em uma primeira análise, em face ao cenário exposto, é possível inferir que algumas regiões do mundo podem vir a não mais requerer investimentos para o desenvolvimento de novas jaquetas. Contudo, o mercado de construção de plataformas fixas não está em declínio, como mostram as projeções feitas por conceituadas consultorias internacionais de mercado, e.g. Infield Systems (2012), e por artigos publicados em veículos de comunicação especializados no setor de O&G, e.g. *Offshore Magazine* (2007).

Ainda, com o surgimento de novas operadoras, e por se tratarem de sistemas economicamente vantajosos, as plataformas fixas deverão continuar a ser uma das mais adotadas soluções de engenharia em empreendimentos para exploração *offshore* de hidrocarbonetos. De acordo com o último relatório desenvolvido pela *Infield Systems* (2012), os investimentos previstos para a construção de novas unidades fixas no mundo podem chegar a 81 bilhões de dólares, até 2016.



**Figura 3 .** Crescimento previsto para os investimentos (CAPEX) direcionados para a construção de novas plataformas fixas *offshore* no mundo, por região, entre os anos 2007 e 2016 (INFIELD SYSTEMS, 2012).

Em algumas regiões da Ásia, o aumento da produção de petróleo em águas rasas vem impulsionando o setor e atraindo cifras cada vez maiores. Isso pode fazer com que o capital lá empregado na construção de novas jaquetas aumente em cerca de 31% no total (Figura 3). Por sua vez, a produção de gás natural ao longo da Costa Oeste da Austrália também deve continuar a ser apoiada por plataformas fixas. No Campo de Perseu, por exemplo, localizado a cerca de 135 quilômetros da costa, onde a altura da lâmina d'água pode chegar a 130 metros, foi instalada uma das maiores jaquetas do mundo, a *North Rankin B*, em 2011, cujo convés completamente equipado pesa cerca de 25.000 toneladas (Figura 4).



**Figura 4 .** Convés da plataforma *North Rankin B*, instalada no Campo de Perseu, na Costa Oeste da Austrália. Retirado de <uwtreasures.wordpress.com> (Acesso em: 26 mai. 2013, 15:45:00).

No Brasil, graças às cada vez mais sofisticadas técnicas de recuperação avançada de petróleo (RAP), campos de elevada maturidade em águas rasas vêm tendo suas vidas úteis prolongadas, contribuindo, assim, para a manutenção da importância das plataformas fixas do tipo jaqueta de aço para a indústria nacional. Além disso, a necessidade de interligação dos sistemas definitivos<sup>5</sup> existentes, para aumento da eficiência logística no transporte dos hidrocarbonetos recuperados até as plantas de refino, traz consigo a demanda por novas unidades de apoio, e.g. Plataforma de Rebombeio Autônoma (PRA-1) e

---

<sup>5</sup> Conjunto de unidades e equipamentos pertencentes a um campo de exploração.

o Módulo de Operação de *Pigs* (MOP-1). Ambas são construções recentes encomendadas pela Petrobras (Figuras 5 e 6, respectivamente).



**Figura 5** . Plataforma de Rebombeio Autônoma (PRA-1), da Petrobras. Retirado de <tnpetroleo.com.br> (Acesso em 26 mai. 2013, 15:55:00).



**Figura 6** . Módulo de Operação de *Pigs* (MOP-1), da Petrobras. Retirado de <www.promonengenharia.com.br> (Acesso em 26 mai. 2013, 16:20:00).



Menezes (2007) explica que, juntamente com a descoberta de novos reservatórios de petróleo e gás natural nas Bacias de Santos e do Espírito Santo, surgiram no Brasil novas condições para as atividades de E&P. Consequentemente, projetos para a construção de novas jaquetas vêm sendo desenvolvidos. E com essas descobertas, a Petrobras também vem investindo no uso de sistemas fixos de produção em alguns dos seus empreendimentos, dentre os quais destaca-se o Campo de Mexilhão, na Bacia de Santos, onde está instalada a PMXL-1 (Figura 7).



**Figura 7 .** Plataforma de Mexilhão (PMXL-1), da Petrobras. Retirado de <<http://www.copenavem.org.br>> (Acesso em 10 jan. 2013).

Por fim, iniciativas como o Plano de Antecipação da Produção de Gás (PLANGAS), além dos investimentos previstos até 2016 (PETROBRAS, 2012), mostram que a demanda nacional por novas plataformas fixas deve perdurar. Isso reforça a necessidade por parte das empresas de engenharia de todo o país de capacitar seus profissionais, tornando-os aptos a desenvolver projetos de tal complexidade.

No âmbito da engenharia de estruturas, não somente as técnicas de análise linear, baseadas nos métodos de cálculo realizados dentro do regime elástico, mas também análises não lineares complexas, devem ser empregadas, pois, diante dos riscos inerentes a este tipo de empreendimento, faz-se necessário o emprego de técnicas mais sofisticadas que tragam maior confiabilidade e segurança para todos os envolvidos.

## 1.4. OBJETIVO

### 1.4.1. OBJETIVO GERAL

No âmbito do Mestrado Profissional, é objetivo desta dissertação apresentar o “estado-da-prática” da tecnologia corrente na análise ou estudo de problemas reais de engenharia na área de plataformas fixas *offshore*.

Sobre o tema abordado, objetiva-se apresentar os conceitos e a aplicação de uma das mais reconhecidas técnicas de análise estrutural, utilizadas na avaliação da capacidade resistente limite de plataformas fixas *offshore* do tipo jaqueta de aço: o método *quasi-estático*<sup>6, 7</sup> *Pushover*.

### 1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos definidos para cumprir a proposta desta dissertação, através do método de pesquisa adotado, são:

- Descrever os principais métodos de modelagem de juntas tubulares e de meios elásticos para caracterização da interação solo-estaca.
- Apresentar as teorias para representação dos carregamentos hidrodinâmicos devido às ondas e correntes.
- Expor os modelos matemáticos implementados na ferramenta numérica utilizada nas simulações computacionais realizadas.
- Evidenciar as recomendações das principais normas técnicas vigentes acerca do método *Pushover*, bem como seus limites de aplicação.
- Demonstrar a aplicabilidade dos conceitos descritos através de um estudo de caso.

---

<sup>6</sup> *Quasi* (Latim) = ‘como se’. Advérbio: próximo de, aproximadamente.

<sup>7</sup> Refere-se à análise estática de uma estrutura sujeita a ações de pequena variação em relação ao seu período fundamental, de tal forma que as acelerações impostas podem ser negligenciadas ou aproximadas por uma ação estática equivalente (ISO 19902, 2007).

## 1.5. MÉTODO

Os mais importantes modelos matemáticos, utilizados na descrição dos aspectos necessários para simular o real comportamento estrutural das jaquetas de aço frente aos principais fenômenos ambientais a que estão sujeitas, são apresentados com o objetivo de construir o arcabouço teórico desta pesquisa, a saber:

- **Juntas tubulares:** flexibilidades locais e capacidade resistente. São apresentadas as formulações mais modernas, conforme recomendado pelas normas técnicas vigentes.
- **Interação solo-estrutura:** curvas não lineares força-deslocamento, utilizadas para descrever as condições de apoio da estrutura de uma jaqueta no leito marinho.
- **Modelagem de membros estruturais:** não linearidades física e geométrica, com considerações sobre a estabilidade de membros comprimidos e a formação de rótulas plásticas, especificamente aplicados em análises não lineares.
- **Hidrodinâmica:** teoria e aplicação dos principais modelos utilizados para descrever a ação de ondas e correntes sobre estruturas reticuladas.

A pesquisa por publicações específicas sobre o tema foi feita através da plataforma CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), além de mecanismos de busca na *internet*. Livros e publicações de uso restrito foram consultados ou obtidos diretamente de suas bases distribuidoras oficiais, como bibliotecas *online* e repositórios dos mais diversos órgãos técnicos. Desta forma, o autor gostaria de ressaltar que teve acesso aos originais de todas as referências bibliográficas citadas ao final da presente dissertação, expressando, assim, sua busca pelos conceitos ímpolutos, como concebidos.

No que tange à aplicação direta de tecnologia, a seleção da ferramenta numérica foi feita com base em uma pesquisa envolvendo os principais pacotes computacionais disponíveis no mercado. O sistema utilizado, escolhido por critério de aplicabilidade e disponibilidade, além de credibilidade junto à indústria, em licença original de propriedade da DNV, foi cedido única e exclusivamente ao autor para a elaboração da presente dissertação. O objetivo principal do emprego de tais recursos tecnológicos, neste caso, é demonstrar que



os engenheiros de estruturas que utilizam programas de grande robustez devem conhecê-los intimamente. As teorias implementadas em pacotes de análise estrutural não podem ser ignoradas, sob pena de se obter resultados incoerentes, que podem acarretar graves falhas de projeto.

### **1.5.1. ESTRUTURA DO TRABALHO**

No Capítulo 1, faz-se a apresentação do tema estudado, considerando sua contribuição, não somente para a indústria, mas também para o meio técnico e acadêmico. Em seguida, os tópicos listados na descrição do método de pesquisa adotado são descritos no Capítulo 2, partes 3, 4, 5 e 6, respectivamente, e os preceitos das principais normas técnicas vigentes são destacados sempre que julgado pertinente. No Capítulo 3, apresenta-se a técnica estudada, o método *Pushover*, que faz uso de todos os conceitos e formulações até então demonstrados.

A descrição do sistema computacional utilizado, que reúne as ferramentas necessárias para a aplicação do método de análise, além de uma sucinta apresentação das formulações nas quais se apoia, é feita no Capítulo 4. Ao final, este sistema é empregado em um estudo de caso. Os resultados dos ensaios numéricos realizados são, então, expostos e discutidos.

Por fim, as conclusões obtidas através do trabalho conduzido, bem como sugestões para pesquisas futuras, são elencadas no Capítulo 5.

### **1.5.2. LIMITAÇÕES DO ESTUDO**

Observa-se que o tema é extenso e não haveria como aqui esgotá-lo. Por esse motivo, outros pontos específicos, inerentes à pesquisa, poderão ser mencionados, mas não serão discutidos, e.g. ação combinada do vento com ondas e correntes, ação de ondas no convés (*wave-in-deck loads*), colisão de embarcações, fadiga e modelagem de elementos com mossas.

Todavia, os tópicos abordados em cada capítulo, por si só, formam um conjunto de conhecimentos ainda pouco difundidos, tendo em vista a pequena quantidade de publicações nacionais sobre o assunto disponível na literatura, almejando-se, inclusive, que venha a contribuir para diversas outras linhas de pesquisa e futuros trabalhos acadêmicos.

## CAPÍTULO 2 . REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1. BREVE HISTÓRICO DA INDÚSTRIA *OFFSHORE*

A indústria *offshore* de E&P no mundo teve início em 1930 no Golfo do México, EUA. Vinte anos depois, a Venezuela começou a investir fortemente no setor e, mais tarde, o processo exploratório chegou até o Mar do Norte, na Europa, que passou a competir com a indústria norte-americana, tanto em grau de importância, quanto em volume de capital investido. Furtado (1996) relata que, nesse momento, formou-se um conjunto de grandes empresas com atuações voltadas especificamente para este segmento, dentro do qual estão incluídas: Shell, ExxonMobil, Texaco e AGIP.

Por sua vez, o Brasil somente viria a ingressar definitivamente na indústria do petróleo e do gás ao final da década de 60, mais precisamente em 1968 quando foi descoberto o primeiro poço *offshore* do país no Campo de Guaricema, em Sergipe, pela Petrobras. Ainda naquele ano, foi perfurado o primeiro poço no Campo de Garoupa, na Bacia de Campos, situada no Estado do Rio de Janeiro. Antes disso, como descrito por Neto e Costa (2007), apesar de se saber que o país possuía reservas de hidrocarbonetos em sua zona marítima costeira, ainda não se tinha uma definição precisa de suas localizações.

A partir de então, tendo em vista a rapidez com que novos reservatórios eram descobertos, a problemática da indústria do petróleo passou a ser o desenvolvimento da tecnologia capaz de viabilizar os empreendimentos necessários à exploração *offshore*. Nesse momento, e de maneira geral, pode-se definir a caracterização de três conjuntos tecnológicos distintos que, por sua vez, são os principais objetos de pesquisa das grandes companhias em todo o mundo: as plataformas, o sistema de perfuração e o mecanismo de transporte do petróleo do reservatório para a unidade de produção<sup>8</sup> (NETO & COSTA, 2007).

Em relação às plataformas, é indubitável que os sistemas fixos representam a grande mola propulsora dessa indústria. Por todo o mundo, principalmente no Golfo do México e no Mar do Norte, a utilização de estruturas fixadas ao leito marinho para a produção em águas com profundidades que chegam até 400 metros (a partir dessa profundidade, essas estruturas tendem a apresentar elevada esbelteza, tornando-se técnica e economicamente inviáveis), foi a solução mais adotada pelas grandes companhias durante anos (Figura 8). No Brasil, por exemplo, a construção de quatorze plataformas fixas do tipo jaqueta de aço representou o marco inicial da produção na Bacia de Campos, em 1983.

---

<sup>8</sup> Denominado sistema de garantia de escoamento.



**Figura 8 .** A plataforma de perfuração Kermac 16 foi a primeira unidade fixa *offshore* construída no Golfo do México, nos EUA, em 1947, posicionada a 14,5 quilômetros da costa (OFFSHORE, 2004).

O uso exclusivo de unidades fixas, contudo, não permitiria ao país assumir um dos papéis de protagonista neste segmento da indústria. Devido ao fato dos poços ligados aos grandes reservatórios nacionais estarem localizados em águas com profundidades que podem ultrapassar a barreira dos 1.000 metros, fez-se necessário seguir uma trajetória tecnológica original, baseada, principalmente, nos sistemas flutuantes de produção.

A partir da década de 70, com a descoberta de reservas cada vez mais distantes da costa, teve início em todo o mundo uma verdadeira “corrida mar adentro”, que perdura até os dias atuais. Nesse cenário, as grandes companhias da indústria *offshore* investem bilhões de dólares todos os anos no desenvolvimento de recursos tecnológicos que possibilitem a exploração e produção de hidrocarbonetos em águas intermediárias e profundas (entre 300 metros e 1.000 metros) e ultraprofundas (a partir de 1.000 metros).

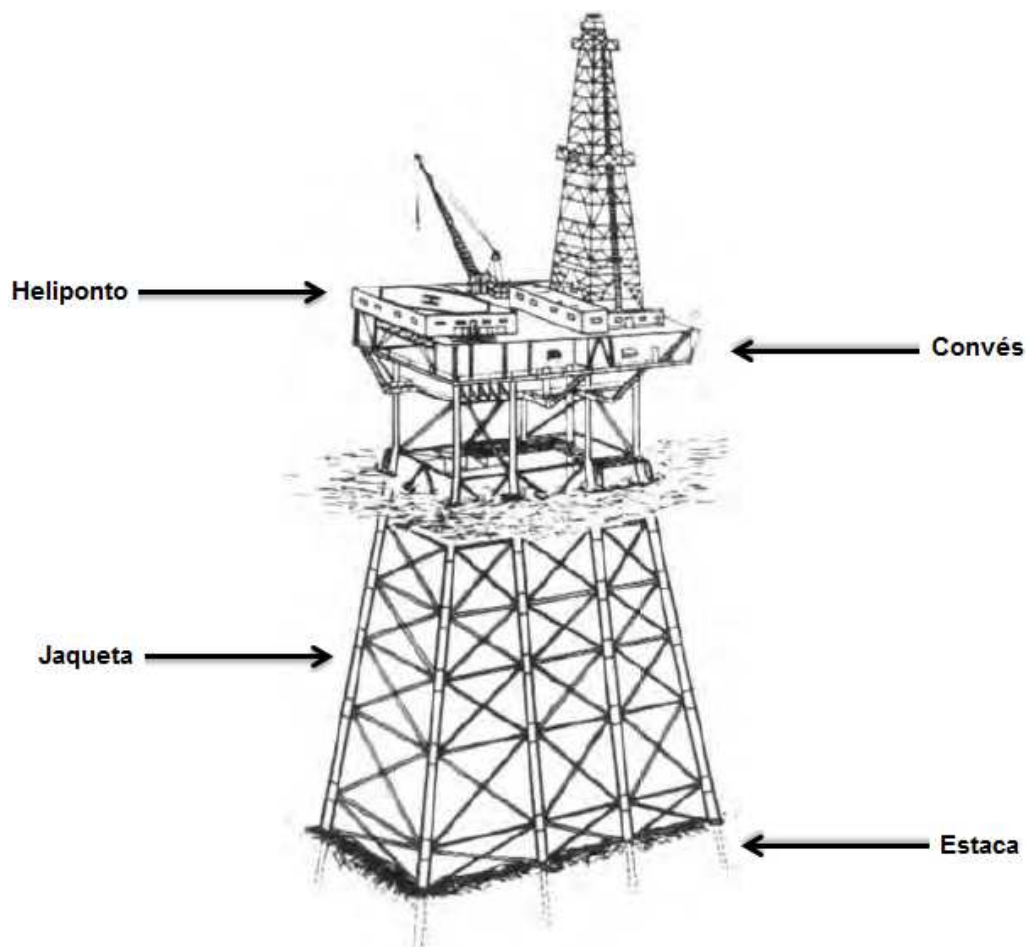
Por fim, consideráveis reservas descobertas em regiões historicamente menos desenvolvidas começam a ser exploradas, dado à chegada de empresas petrolíferas multinacionais em países com pouco ou nenhum desenvolvimento tecnológico até então. Esse é o caso das províncias localizadas no Sul da Ásia, no Norte da Oceania, na Região do Ártico e na Costa Oeste da África. Particularmente, esta região vem atraindo investimentos substanciais de grandes corporações que atuam no setor. As previsões para os próximos anos mostram que o total do capital lá empregado poderá chegar ao nível daquele que recebe toda a América Latina (OFFSHORE, 2012).

## 2.2. AS JAQUETAS DE AÇO NA INDÚSTRIA *OFFSHORE*

### 2.2.1. APRESENTAÇÃO

Formadas por elementos tubulares de aço interligados, as jaquetas se constituem em estruturas altamente hiperestáticas que, fixadas ao leito marinho através de estacas cravadas à percussão ou por vibração, são projetadas para resistir aos esforços provenientes das ações de ondas, ventos e correntes.

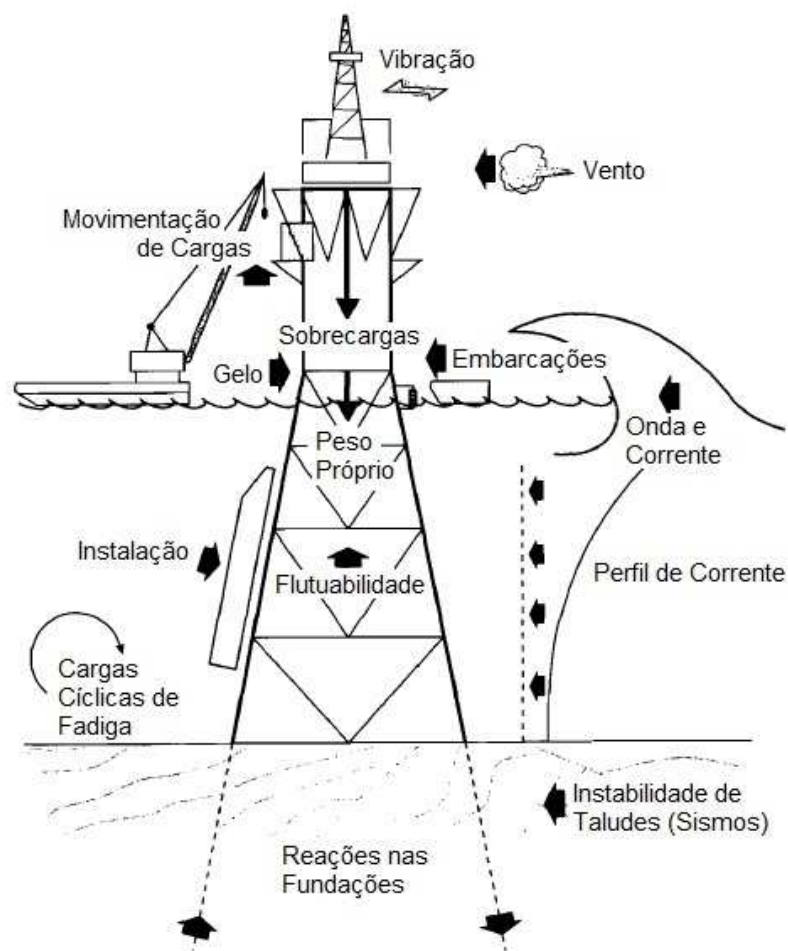
Basicamente, esse tipo de plataforma fixa é formado por dois conjuntos: o convés e a jaqueta. O primeiro representa a própria unidade de E&P, com seus equipamentos, utilidades e, normalmente, um heliponto para apoio logístico. Já o segundo, representa a estrutura que sustenta o convés e, juntamente com as estacas, mantém a plataforma em sua posição de instalação (Figura 9).



**Figura 9** . Representação de uma plataforma fixa *offshore* do tipo jaqueta de aço (Adaptado de CHAKRABARTI, 2005).

Desde o início da década de 50, as jaquetas são utilizadas como base para os equipamentos posicionados acima da linha d'água, incluindo o sistema de perfuração. As jaquetas também servem como pontos de interligação dos dutos submarinos de produção à costa (*tie-ins*). Outra função dessas estruturas é sustentar a tubulação e os condutores de exploração, na subida desde o leito marinho até a planta de produção localizada no convés da própria plataforma.

O projeto de uma jaqueta é bastante desafiador em todas as suas etapas. Uma plataforma deve reunir os requisitos técnicos necessários para manter-se íntegra ao longo de toda a sua vida útil de operação e, conseqüentemente, resistir às forças impostas pelos principais fenômenos ambientais e condições operacionais a que está sujeita (Figura 10). Além disso, os materiais empregados, o processo construtivo, bem como a estratégia para sua instalação, devem ser muito bem engendrados para que o empreendimento se torne viável técnica e financeiramente.

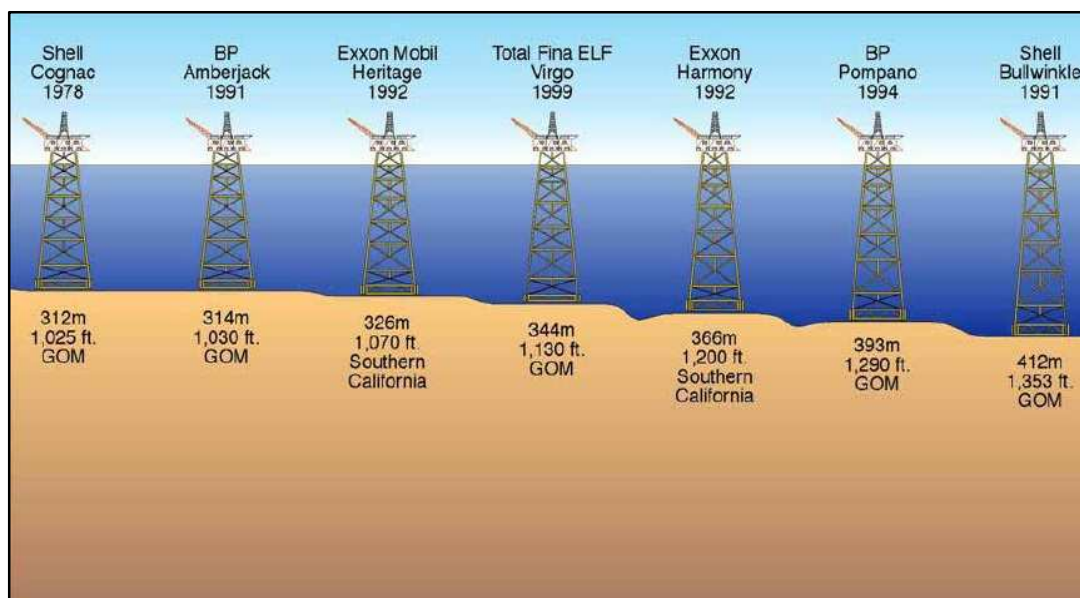


**Figura 10 .** Principais fenômenos ambientais e condições operacionais que devem ser consideradas no projeto estrutural de uma jaqueta de aço (LAVIER, 1997).

Em relação aos materiais, principalmente devido ao ambiente hostil em que estas estruturas são instaladas, os aços utilizados em obras *onshore* correntes, em sua grande maioria, não atendem aos requisitos concomitantes de tenacidade, resistência mecânica, resistência à corrosão e vida à fadiga exigidos das estruturas *offshore*. Por isso, a definição e especificação, bem como a qualificação através de ensaios normalizados, dos aços que serão empregados na construção desse tipo de plataforma, tornam-se fundamentais para garantir o atendimento às premissas provenientes das análises e cálculos estruturais realizados ainda na fase de projeto (ORSINI, 2011).

Já em relação às operações de instalação, logo no início, quando as jaquetas eram projetadas para operar em lâminas d'água com profundidades acerca de 30 metros, todo o processo era conduzido com o auxílio de guindastes convencionais posicionados sobre balsas. Mais tarde, a partir de meados da década de 60, plataformas desse tipo passaram a ser fabricadas em versões maiores e mais pesadas, o que abriu campo para a construção de colossais equipamentos marítimos de movimentação de cargas.

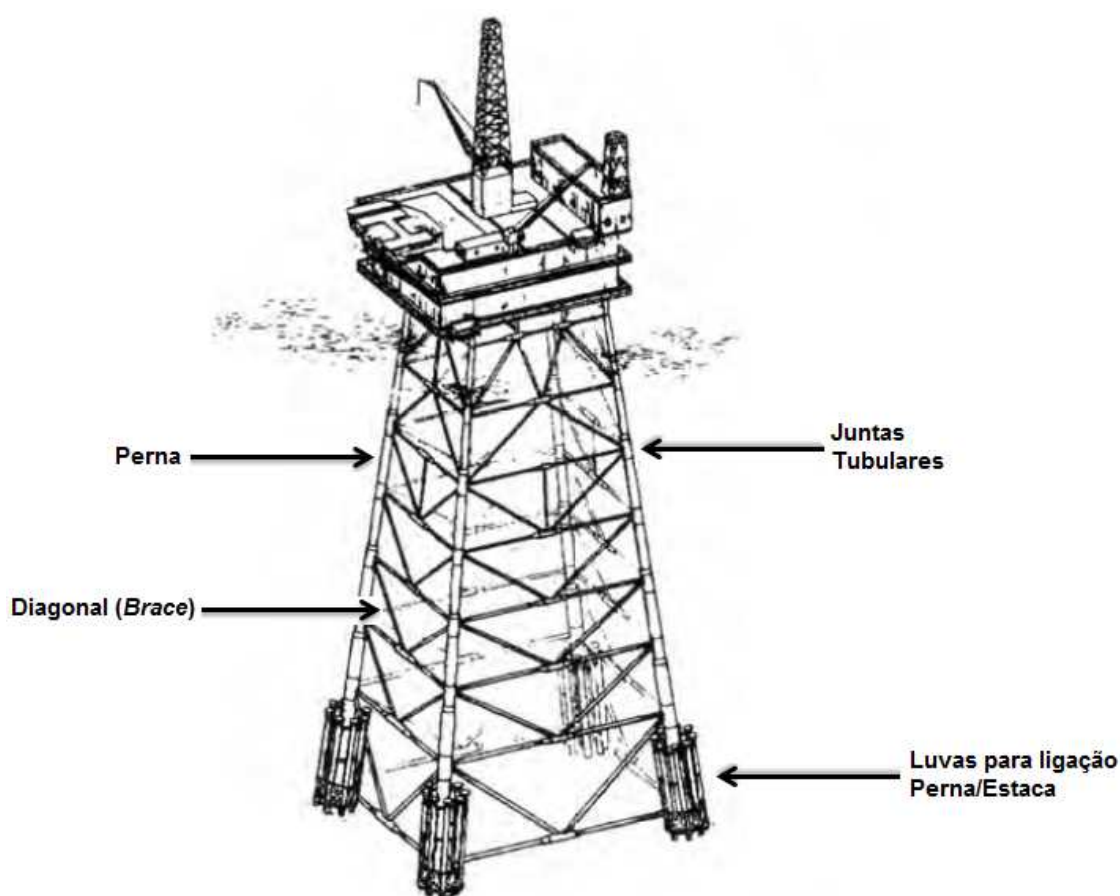
Na realidade, como explicado por Laver (1997), o expressivo avanço no desenvolvimento de equipamentos específicos para grandes operações *offshore* foi o que permitiu às companhias de todo o mundo projetar e construir grandes plataformas (Figura 11). Isso se deve, principalmente, à consequente redução dos custos de interligação e comissionamento no mar. Sem esses equipamentos, o progresso da indústria teria sido interrompido em face à inevitável redução de investimentos que viria a ocorrer.



**Figura 11** . Evolução das plataformas fixas do tipo jaqueta instaladas nos EUA (OFFSHORE, 2007).

## 2.2.2. ELEMENTOS QUE COMPÕEM UMA JAQUETA

Uma plataforma nunca será igual a outra. Cada empreendimento é único e específico. Por isso, suas características dependem de fatores como: finalidade a que se destinam, lâmina d'água, propriedades físico-químicas dos hidrocarbonetos presentes no reservatório, bem como a profundidade deste; análise dos parâmetros meteorológicos e oceanográficos<sup>9</sup> da região, entre outros. Ainda assim, o sistema estrutural de uma jaqueta possui especificidades inerentes a esse tipo de solução de engenharia, como ilustra a figura 12, a seguir:



**Figura 12** . Principais elementos estruturais que compõem uma jaqueta de aço (Adaptado de CHAKRABARTI, 2005).

As pernas da jaqueta são suas colunas principais, elementos necessários para a manutenção da integridade da plataforma. Esses elementos são considerados críticos, ou seja, de maior importância estrutural. Dessa forma, o projeto de unidades *offshore* desse

<sup>9</sup> Denominados *metocean data*.

tipo deve considerar que, na ocorrência de fenômenos ambientais extremos, esses deverão ser os últimos membros a falhar. Segundo a norma ISO 19902 (2007), elementos críticos fazem parte da estrutura primária de uma plataforma que, por sua vez, é constituída por todas as partes que contribuem para a rigidez e resistência do conjunto.

As pernas são conectadas entre si por meio de elementos de contraventamento/diagonais, comumente conhecidos pelo termo em inglês *braces*, responsáveis pela integração de todo o conjunto, tornando o sistema estrutural estaticamente redundante. Os *braces* dão à jaqueta características de treliça, sendo solicitados, fundamentalmente, por esforços axiais. Por sua vez, o sistema de contraventamento horizontal é formado pelas diversas elevações ou mesas presentes na estrutura da plataforma. Esses conjuntos contribuem para aumentar a rigidez lateral, face às características de pórtico que atribuem à jaqueta, e torsional, especialmente importante na ocorrência de sismos.

A ligação dos elementos de contraventamento com as pernas de uma jaqueta ocorre nos nós dessas estruturas, comumente conhecidos como juntas tubulares (Figura 13). Essas são regiões particularmente especiais do ponto de vista de análise e projeto, devendo ser cuidadosamente estudadas. Em alguns casos, as juntas tubulares podem vir a ser os pontos fracos de uma plataforma. Ainda, devido às elevadas concentrações de tensões que nelas se desenvolvem, comumente, observa-se um aumento na espessura da parede dos tubos que constituem as pernas nessas regiões. Estes elementos são denominados *cans*.



**Figura 13** . Foto clássica do nó (junta tubular) de uma jaqueta de aço, ilustrando sua complexidade e magnitude (DEFILIPPO, 2007 e ALMEIDA, 2008).



A fixação da plataforma ao leito marinho é feita através da cravação de estacas (Figura 14). Esses elementos podem ser conectados à plataforma internamente, quando as estacas são guiadas e conectadas por dentro das pernas (uma estaca por perna), ou externamente, através do emprego de luvas cimentadas aos elementos de fundação (duas ou mais estacas por perna). A combinação de ambos também é possível, dado o uso de luvas para conectar a plataforma, também, às estacas auxiliares.

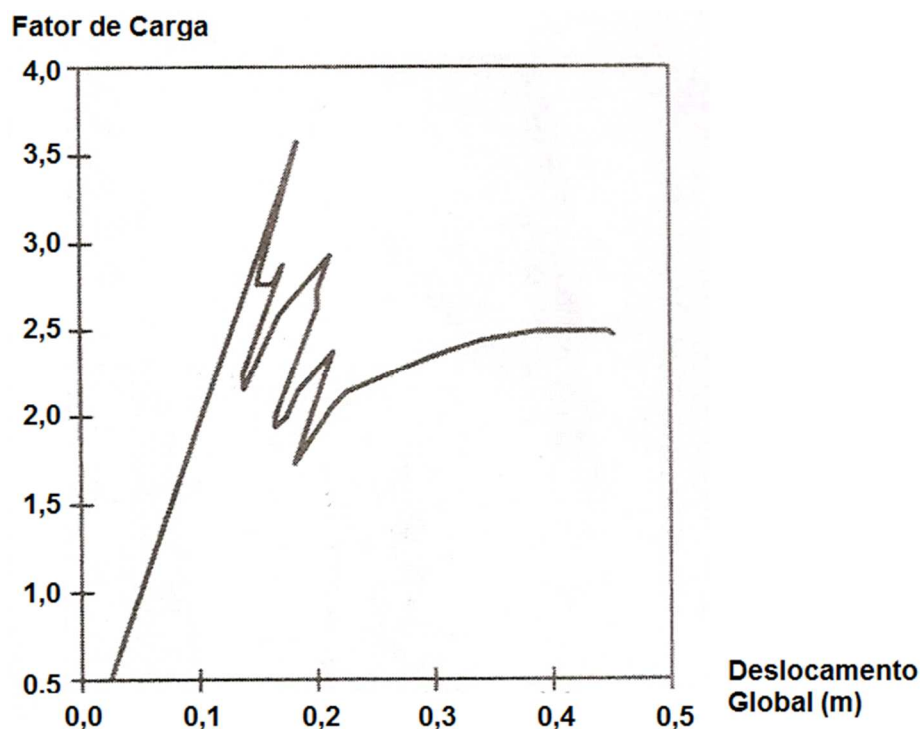


**Figura 14 .** Cravação das estacas de uma jaqueta com o auxílio de martelos hidráulicos (GERWICK JR., 1999).

### **2.2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS JAQUETAS**

Como mencionado anteriormente, as jaquetas são estruturas com elevada redundância estrutural. A norma ISO 19902 (2007) define redundância estrutural como a capacidade de um sistema em encontrar esquemas resistentes alternativos para conduzir o fluxo de cargas após a falha de um ou mais componentes não críticos, limitando, assim, as consequências de tais colapsos localizados.

No projeto de uma jaqueta, idealmente, o colapso estrutural se inicia pela falha dos elementos mais esbeltos sujeitos a esforços normais de compressão. O sistema em treliça age primeiro para que os *braces* sejam sacrificados antes dos membros críticos. Assim, por perda de estabilidade, esses elementos são parcialmente descarregados e, em seguida, os esforços são redistribuídos entre os subsistemas estruturais restantes. Skallerud e Amdahl (2009) mostram que, em alguns casos, essa redistribuição ocorre de tal maneira que o conjunto, ainda assim, pode vir a readquirir boa parte de sua resistência (Figura 15).



**Figura 15** . Relação força-deslocamento obtida através de uma análise *pushover* mostrando a capacidade de recuperação da resistência de uma jaqueta em função de sua redundância estrutural (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

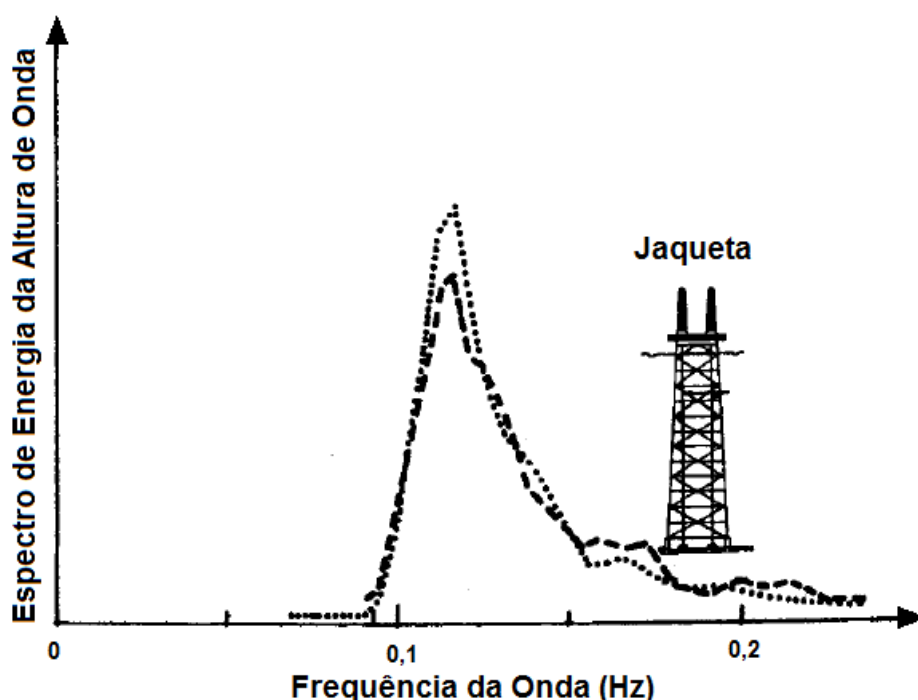
Ao término da capacidade resistente dos elementos de treliça, o comportamento da jaqueta passa a ser, fundamentalmente, de pórtico, dado pela contribuição das mesas presentes nas diversas elevações da unidade em conjunto com as pernas. Finalmente, a capacidade resistente lateral da plataforma é vencida e um ou mais mecanismos são formados, graças ao surgimento de uma série de rótulas plásticas nas barras mais solicitadas, levando toda a estrutura ao colapso de forma progressiva, proporcionalmente ao decréscimo da resistência residual que ainda possa existir.

Em relação às fundações, os efeitos não lineares que descrevem o comportamento do solo são relevantes para a avaliação da flexibilidade ou complacência desse tipo de

plataforma *offshore*, principalmente em relação às forças laterais que mobilizam o maciço presente no entorno das estacas. Dependendo do perfil geotécnico do local de instalação da jaqueta, as fundações podem adquirir caráter crítico, tornando a plataforma menos resistente ao momento de tombamento induzido pela ação das ondas, por exemplo.

Na maioria dos casos, o comportamento estrutural das jaquetas pode ser estudado através de clássicos métodos estáticos de análise. Contudo, para inferir a sequência de colapsos estruturais dos vários elementos, devem ser considerados parâmetros não lineares através do emprego de técnicas de modelagem capazes de reproduzir o real comportamento, não só de cada membro individualmente, mas também do conjunto e seus diversos subsistemas.

Por fim, os efeitos dinâmicos devido às forças de inércia, em boa parte dos casos, podem ser prescindidos, pois, em sua maioria, estas estruturas possuem frequências fundamentais significativamente maiores do que as das ondas de projeto (Figura 16). Esse cenário, contudo, se altera em profundidades entre 200 e 400 metros, quando este tipo plataforma se torna mais esbelto e mais suscetível à excitação dinâmica devido à ação das ondas (MENEZES, 2007). Nesse momento, deve-se lançar mão de métodos de análise baseados na Teoria da Dinâmica das Estruturas.



**Figura 16.** Ilustração dos espectros de energia referentes a duas alturas de onda observadas no Golfo do México, E.U.A., em comparação com a frequência natural de um modelo de jaqueta (Adaptado de WILSON *et al.*, 1984).

## 2.3. JUNTAS TUBULARES

### 2.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tradicionalmente, as análises estruturais de plataformas fixas *offshore* são conduzidas com base na premissa de que juntas tubulares se comportam como conexões absolutamente rígidas. Contudo, a adoção de tal procedimento não reflete a realidade, pois juntas tubulares possuem flexibilidades locais que, quando incorporadas aos modelos matemáticos de cálculo, contribuem para uma melhor avaliação do verdadeiro comportamento do sistema estrutural de uma jaqueta frente às ações ambientais previstas em projeto.

Diversos estudos mostram que a consideração da flexibilidade local das juntas tubulares pode levar a resultados significativamente diferentes daqueles obtidos com a utilização de modelos com conexões rígidas (*vide* BOUWKAMP, 1980 e MORIN *et al.*, 1998). Mais além, relações força-deformação, bem como limites de ductilidade e resistência, são alguns dos parâmetros intimamente ligados às flexibilidades locais das juntas, que têm relação direta com o desempenho estrutural global de uma plataforma fixa.

Pesquisadores em todo o mundo vêm buscando desenvolver métodos e modelos capazes de descrever com acurácia o real comportamento das juntas tubulares. Dentre os trabalhos mais relevantes já publicados estão: Barltrop *et al.* (1984), Fessler *et al.* (1986) e Buitrago *et al.* (1993), sendo este apontado pela norma ISO 19902 (2007) como o que apresenta melhores resultados, se comparado com experimentos realizados, além de ser o método de mais fácil implementação computacional.

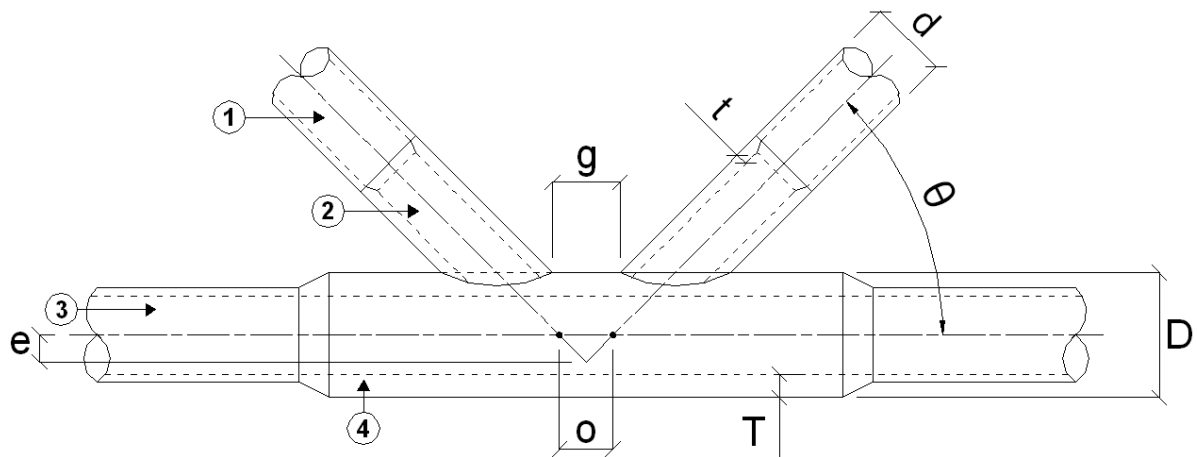
Apesar do grande avanço tecnológico que trouxeram até então, as propostas apresentadas por esses autores não conseguem ir além do regime elástico para descrever de forma mais realística como se comportam as juntas tubulares frente a carregamentos extremos, capazes de levar toda a estrutura de uma plataforma ao colapso. Trabalhos de pesquisa mais sofisticados somente viriam a ser realizados a partir de meados da década de 90.

No ano 2000, a empresa *MSL Engineering* publicou um relatório (DIER *et al.*, 2000 e DIER, 2005), no qual apresenta os resultados de um substancial trabalho de pesquisa encomendado por um *pool* de grandes empresas do segmento *offshore* (e.g. Chevron, ExxonMobil, Shell e Maersk). Este projeto foi denominado *MSL JIP (Joint Industry Project)* e recebeu o apoio de órgãos governamentais dos Estados Unidos e da Inglaterra. Os resultados obtidos foram utilizados para estabelecer uma formulação que permitisse a elaboração de curvas não lineares força-deformação ( $P - \delta$  e  $M - \theta$ ), aplicadas na

determinação dos principais parâmetros que governam o comportamento das juntas tubulares. Essas formulações foram, então, escritas na forma de algoritmos computacionais, posteriormente implantados no *USFOS (Ultimate Strength Analysis of Fixed Offshore Systems)*, programa específico para análises não lineares desenvolvido pela empresa SINTEF (HELLAN *et al.*, 1990 e SINTEF, 2001), que contribuiu para o *MSL JIP*.

### 2.3.1.1. TERMINOLOGIA

Os elementos componentes, bem como os parâmetros geométricos comumente utilizados para descrever uma junta tubular simples são apresentados na figura 17:



**Figura 17 .** Terminologia utilizada para descrever as juntas tubulares simples e seus elementos componentes (normas ISO 19902, 2007, API RP 2A-WSD, 2007 e NORSOK N-004, 2004).

Nomenclatura dos principais elementos que compõem uma junta tubular simples (Ver figura 17):

1. **Braces:** membros cujas terminações convergem para os nós de uma estrutura treliçada e que são interrompidos pela passagem dos *chords*.
2. **Stub:** quando houver, representa a extremidade do *brace* reforçada através do aumento da sua espessura de parede. A norma API RP 2A-WSD (2007) determina que o comprimento mínimo de um *stub* deve ser igual a 600 milímetros ou ao diâmetro do *brace*, o que for maior.

3. **Chord:** é o elemento principal, passante, que recebe os *braces*. Os *braces* são soldados ao *chord* sem que este seja perfurado. Qualquer membro tubular pertencente a uma mesma junta poderá ter seu diâmetro menor ou igual ao do *chord*, porém nunca maior.
4. **Can:** representa o comprimento do *chord* reforçado através do aumento da sua espessura de parede. Segundo a norma API RP 2A-WSD (2007), para juntas não enrijecidas, quando aumento da espessura do *chord* se faz necessário, a distância mínima entre a terminação do *can* e o ponto de tangência com um *brace* deverá ser igual a 300 milímetros ou  $\frac{1}{4}$  do diâmetro do *chord*, o que for maior.

Dimensões características de uma junta tubular simples (Ver figura 17):

- **Gap (g):** distância entre os pontos de tangência de dois *braces* dispostos em um mesmo lado do *chord*. Valores negativos do *gap* representam a sobreposição dos *braces* (*overlapping*). A norma API RP 2A-WSD (2007) determina que o *gap* mínimo entre *braces* adjacentes, dentro ou fora do plano da junta, seja igual a 50 milímetros.
- **Offset (o):** distância entre os pontos de trabalho dos *braces*. Os pontos de trabalho são definidos pelo encontro do eixo dos *braces* com o eixo do *chord*.
- **Excentricidade (e):** distância entre o ponto de trabalho da junta e o eixo do *chord*. O ponto de trabalho da junta é definido pelo encontro dos eixos dos *braces*.

Simbologia utilizada na descrição dos parâmetros geométricos dos elementos que compõem uma junta tubular simples (Ver figura 17):

- $\theta$ : ângulo formado entre os eixos do *brace* e do *chord*.
- **d:** diâmetro externo do *brace*.
- **D:** diâmetro externo do *chord*.
- **t:** espessura de parede do *brace*.
- **T:** espessura de parede do *chord*.

Parâmetros geométricos adimensionais empregados nas análises de juntas tubulares simples:

$$\beta = \frac{d}{D} \quad (2.1)$$

$$\gamma = \frac{D}{2T} \quad (2.2)$$

$$\tau = \frac{t}{T} \quad (2.3)$$

### 2.3.1.2. CLASSIFICAÇÃO

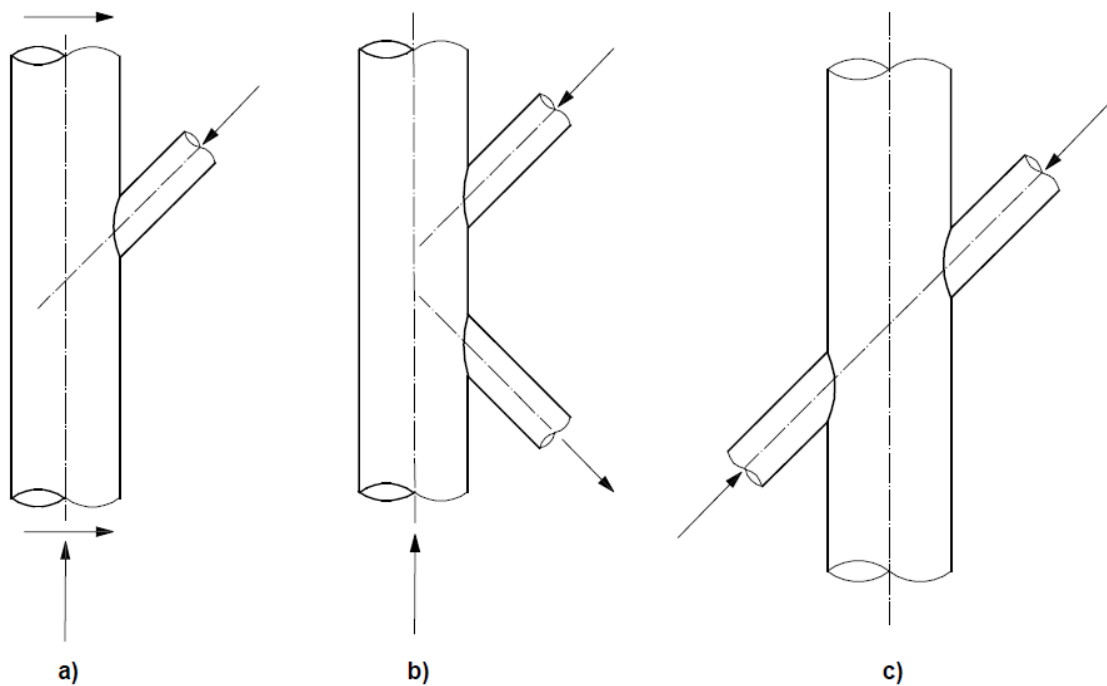
A classificação das juntas tubulares se dá através do processo de avaliação da força axial que atua em um determinado *brace*, subdividindo-a em componentes de carregamento Y, K e X. Essas componentes representam os três tipos básicos possíveis de juntas simples, para os quais as equações que determinam suas capacidades resistentes são escritas (API RP 2A-WSD, 2007 e NORSOK N-004, 2004). A seguir, descreve-se cada um desses tipos:

- Juntas do tipo Y são formadas por um único *brace*. Nesse tipo de junta, as componentes da força axial que atua no *brace* devem ser equilibradas por uma força axial e por forças de cisalhamento no *chord* (Figura 18.a). Particularmente, quando o ângulo formado entre os eixos do *brace* e do *chord* for próximo de ou igual a 90°, diz-se ter uma junta do tipo T. Nesse caso, a força axial que atua no *brace* é equilibrada exclusivamente por forças de cisalhamento no *chord*.
- Juntas do tipo K são formadas por dois *braces* posicionados no mesmo lado do *chord*. As componentes das forças axiais que atuam nos *braces*, perpendiculares ao eixo longitudinal do *chord*, são equilibradas uma pela outra. Já as componentes paralelas ao eixo longitudinal do *chord* se somam, devendo ser equilibradas por uma força axial atuando no próprio *chord* (Figura 18.b).
- As juntas do tipo X<sup>10</sup> (*Cross-Joints*) são formadas por dois *braces*, cada um em um lado do *chord*, onde um dos *braces* é a continuação do outro. Dessa forma, a

---

<sup>10</sup> Juntas do tipo X, formadas por *braces* ortogonais ao *chord*, também são conhecidas como Duplo T (DT).

força axial que atua em um dos *braces* é transferida diretamente para o outro através do *chord*, sem que este seja solicitado (Figura 18.c).



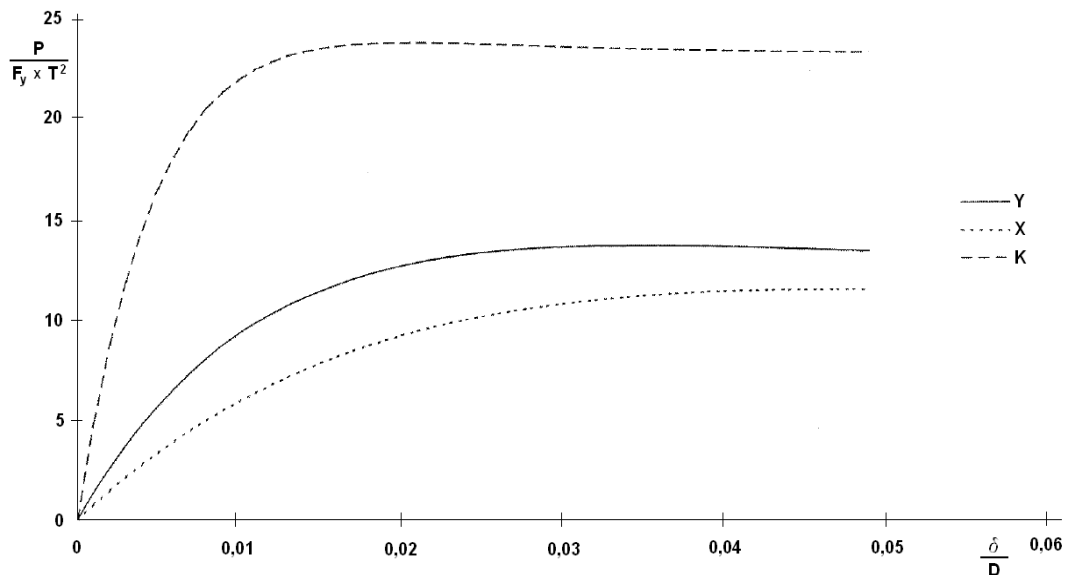
**Figura 18** . Tipos básicos de juntas tubulares: **a)** Tipo Y ; **b)** Tipo K e **c)** Tipo X (norma ISO 19902, 2007).

É importante ressaltar que a classificação das forças que atuam nos *braces* de uma junta tubular é fundamental na determinação, não somente da resistência, mas também da flexibilidade local da junta, no sentido axial destes elementos estruturais. Não há, contudo, influência sobre os mesmos parâmetros quando referidos às flexões no plano e fora do plano da junta. Corroborando com o exposto, Dier *et al.* (2000) mostram que o comportamento da relação força-deformação-axial ( $P - \delta$ ) é função, também, da classificação das juntas analisadas.

Para fins de ilustração, a figura 19 mostra uma curva adimensional ( $P - \delta$ ) construída com base nos experimentos conduzidos por Dier *et al.* (2000). Para este ensaio, particularmente, observa-se que a rigidez inicial da conexão tipo Y é intermediária àquelas medidas para juntas do tipo K e X. Contudo, com o aumento dos níveis de deformação axial nos *braces*, verifica-se que a junta do tipo K apresenta perda de rigidez, além de alcançar sua capacidade limite, antes dos outros dois tipos.

Assim, com base no exposto, é possível inferir que a configuração do sistema treliçado de uma jaqueta possui influência direta sobre seu comportamento global (*vide* BOLT *et al.*, 1996 e SANDERSON & SCHNEIDER, 2006).





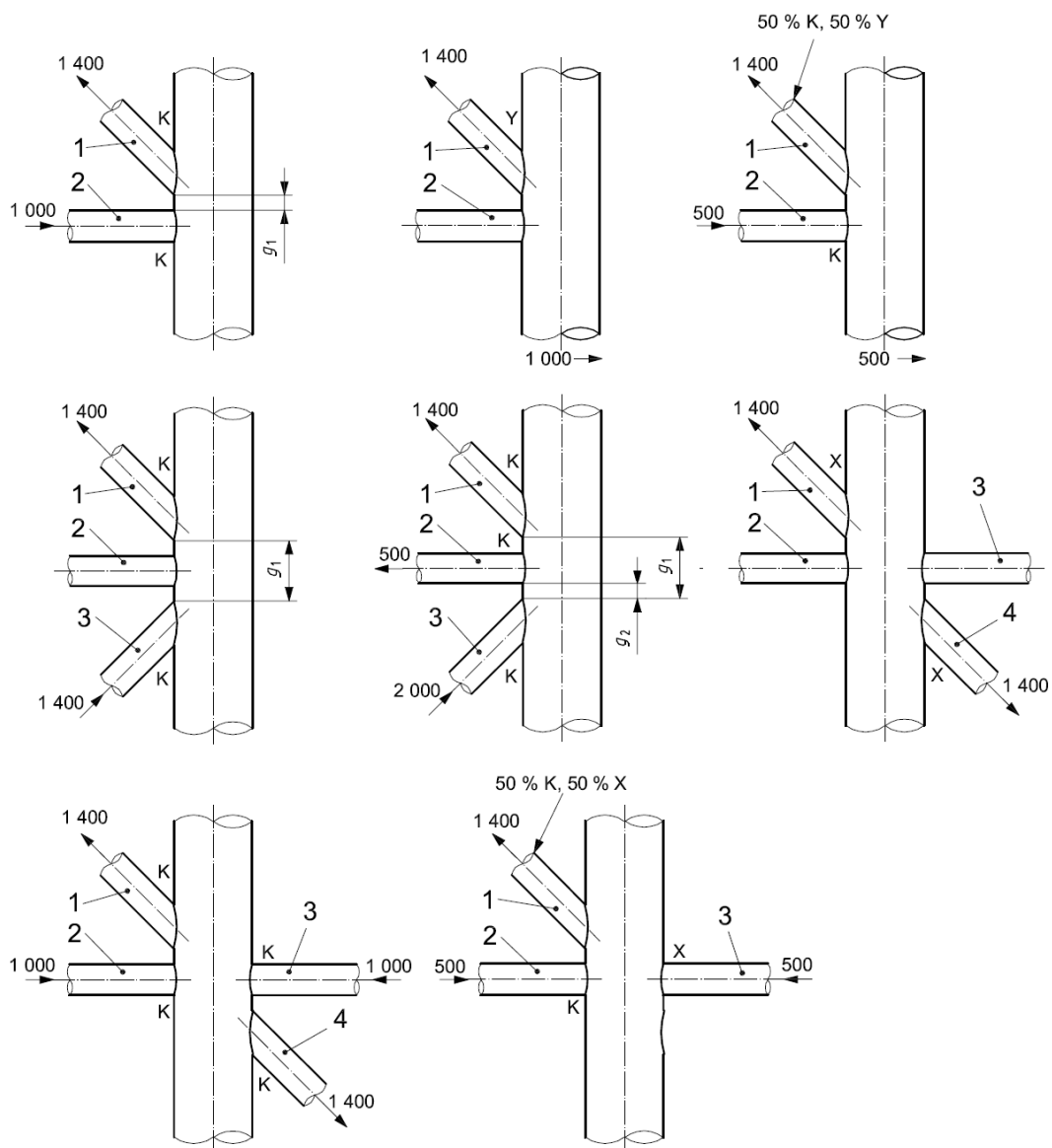
**Figura 19** . Comparação das curvas adimensionais ( $P - \delta$ ) para juntas tubulares com diferentes classificações ( $\beta = 0,3$ ,  $\gamma = 25$ ,  $\theta = 45^\circ$  e  $g = 2T$  para junta tipo K) (DIER *et al.*, 2000).

Um ponto importante deve ser observado: na prática, a grande maioria das juntas projetadas apresenta comportamento híbrido ou desequilibrado, que varia de acordo com a resposta estrutural às ações ambientais (ventos, correntes e, principalmente, ondas), devido ao elevado grau de hiperstaticidade inerente às jaquetas. Por esse motivo, é possível que se tenha combinações dos tipos básicos de juntas simples em um mesmo nó. Nesses casos, a estratégia comumente adotada consiste na ponderação das componentes de carregamento Y, K e X, com base na análise do equilíbrio das forças que atuam nos *braces*.

A norma ISO 19902 (2007) prescreve algumas recomendações para auxiliar o processo de classificação das juntas tubulares. São elas (ISO 19902 (2007), p. 127):

- Uma junta será classificada como tipo K apenas se a componente perpendicular ao eixo do *chord* da força axial que atua em um *brace* for equilibrada em, ao menos, 10% pelas componentes perpendiculares dos demais *braces*, dispostos no mesmo lado do *chord* e no mesmo plano da junta.
- Uma junta será classificada como tipo Y quando não atender ao critério definido para juntas do tipo K e se a componente perpendicular ao eixo do *chord* da força axial que atua no *brace* for equilibrada por forças de cisalhamento atuando no próprio *chord*.
- Uma junta será classificada como tipo X quando não atender aos critérios definidos anteriormente. Nesse tipo de classificação, as forças são transferidas através do *chord*, entre *braces* dispostos em lados opostos e no mesmo plano da junta.

Por fim, uma mesma junta tubular pode ser classificada de diferentes formas, dependendo da análise que estiver sendo realizada (API RP 2A-LRFD, 1993). A norma API RP 2A-WSD (2007) recomenda que a classificação das juntas para subsequente avaliação de suas capacidades resistentes não deve ser feita, simplesmente, com base nos carregamentos devido à onda de projeto que representa a maior reação na base, ou o maior momento de tombamento da estrutura. Ao invés disso, uma análise passo-a-passo da passagem da onda pela estrutura deve ser feita, para cada direção considerada, ponderando os diversos padrões de carregamentos atuantes que possam vir a ocorrer (Figura 20).



**Figura 20** . Exemplos de ponderações para a classificação de juntas tubulares (normas API RP 2A-WSD, 2007, ISO 19902, 2007 e NORSOK N-004, 2004).

### 2.3.2. FLEXIBILIDADE LOCAL

Como anteriormente mencionado, é comum que estruturas fixas *offshore* sejam modeladas, convenientemente, por elementos do tipo viga-coluna conectados entre si através de nós rígidos. Fato é, porém, que juntas tubulares são subestruturas de casca com rigidez finita (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Para análises realizadas dentro do regime linear elástico, a dispensa da consideração da flexibilidade local das juntas é relativamente compensada pelo aumento dos comprimentos dos membros estruturais, medidos de nó a nó, ao invés da adoção dos seus comprimentos reais, medidos de face a face dos *chords*. Destarte, tal simplificação é tida como aceitável. Todavia, nas análises do tipo *Pushover*, o efeito da flexibilidade local das juntas, em princípio, deve ser considerado.

Como exposto por Skallerud e Amdahl (2009), a adoção de elementos finitos de casca é reconhecidamente mais vantajosa, do ponto de vista da representação mais próxima do real comportamento das juntas tubulares. Essa estratégia, contudo, requer significativo esforço computacional, especialmente se empregada em análises não lineares do tipo *pushover*, que demandam elevado número de iterações numéricas. Sendo assim, tal abordagem é quase sempre desconsiderada.

A modelagem computacional através de elementos de mola com comportamento elástico é feita com base em equações paramétricas, utilizadas para descrever a matriz de flexibilidade das juntas tubulares. Essa metodologia apresenta facilidades do ponto de vista da implementação computacional, apesar de desconsiderar o acoplamento entre os termos da diagonal principal (deformação axial e rotações no plano e fora do plano da junta) dessa matriz. Nesse sentido, as propostas de Fessler *et al.* (1986) e Buitrago *et al.* (1993) são consideradas pelo meio técnico e científico como as mais consistentes<sup>11</sup>.

Já a modelagem não linear de juntas tubulares passa a ter grande importância, principalmente, quando os esforços devido às forças atuantes na estrutura de uma plataforma fixa atingem magnitudes próximas à capacidade das próprias juntas. Nesse caso, a interação entre a força axial e os momentos fletores (no plano e fora do plano da junta) frente ao colapso local deve ser devidamente reproduzida, considerando curvas de potenciais elástico e plástico, bem como limites de ductilidade. E nesse sentido, o trabalho conduzido por Dier *et al.* (2000) representa o estado-da-arte<sup>12</sup> na indústria e reproduz com notável acurácia os resultados obtidos em um grande número de ensaios experimentais.

---

<sup>11</sup> Afirmação corroborada pelo fato de que as propostas de Fessler *et al.* (1986) e Buitrago *et al.* (1993) estão implantadas em alguns dos pacotes de análise estrutural mais utilizados, atualmente, pela indústria *offshore* no mundo.

<sup>12</sup> Do inglês *state-of-the-art*. Nível de desenvolvimento atingido (por uma ciência ou tecnologia) na atualidade.

A seguir, são apresentadas as formulações propostas por Fessler *et al.* (1986), Buitrago *et al.* (1998) e Dier *et al.* (2000), sendo esta parte integrante do programa *USFOS* (SINTEF, 2000), como descrito mais a frente na presente dissertação.

### 2.3.2.1. FESSLER *et al.* (1986)

Fessler *et al.* (1986) realizaram uma série de ensaios experimentais, cujo objetivo era determinar um conjunto de equações paramétricas, através da qual poderiam ser obtidos os termos que compõem a matriz de flexibilidade local de qualquer junta tubular simples, não reforçada e que não apresente *braces* sobrepostos (*non-overlapping joints*). Tais equações foram escritas a partir da instrumentação de 27 modelos de juntas, com diferentes geometrias, constituídos por material epóxi centrifugado de comportamento linearmente elástico.

De acordo com os pesquisadores, os coeficientes de flexibilidade local de uma junta tubular simples devem ser obtidos a partir dos deslocamentos e rotações medidos na extremidade do *brace*. Somente, porém, devem ser considerados os deslocamentos e rotações atribuídos, exclusivamente, às distorções da seção transversal do *chord*, dada a ação de uma força ou momento fletor atuando dentro ou fora do plano da junta. Com estes coeficientes forma-se, então, a matriz de flexibilidade local da junta tubular, definida através da seguinte equação:

$$\begin{pmatrix} \delta \\ \frac{D}{D} \\ \phi_0 \\ \phi_1 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} P \\ \frac{ED^2}{M_0} \\ \frac{ED^3}{M_1} \\ \frac{ED^3}{M_1} \end{pmatrix} \quad (2.4)$$

onde:

- $\delta$ ,  $\phi_0$  e  $\phi_1$  representam o deslocamento axial, a rotação fora do plano e a rotação no plano da junta, respectivamente, medidos na extremidade do *brace*.
- $f_{ij}$ , para  $i, j = 1..3$ , representam os termos da matriz de flexibilidade obtidos através dos experimentos realizados.
- $P$ ,  $M_0$  e  $M_1$  representam a força axial, o momento fletor que atua fora do plano e o momento fletor que atua no plano da junta, respectivamente, medidos na extremidade do *brace*.
- $E$  representa o módulo de elasticidade (Módulo de Young) do material que constitui a junta tubular.

Com base nos resultados experimentais encontrados, Fessler *et al.* (1986) observaram que os termos cruzados ( $f_{12}$ ,  $f_{13}$ ,  $f_{21}$ ,  $f_{23}$ ,  $f_{31}$  e  $f_{32}$ ) são nulos ou desprezíveis. Isso se traduz no desacoplamento dos graus de liberdade referentes à deformação axial e às rotações dentro e fora do plano da junta. Ou seja, apenas os termos que compõem a diagonal principal da matriz possuem significância para o sistema. Assim, após tratamento estatístico dos dados coletados, esses coeficientes puderam ser escritos através das seguintes equações:

$$f_{11} = 1,95\gamma^{2,15}\text{sen}^{2,19}(\theta)(1 - \beta)^{1,3} \quad (2.5)$$

$$f_{22} = 85,5\gamma^{2,2}\text{sen}^{2,16}(\theta)e^{-3,85\beta} \quad (2.6)$$

$$f_{33} = 134\gamma^{1,73}\text{sen}^{1,22}(\theta)e^{-4,52\beta} \quad (2.7)$$

Substituindo 2.5, 2.6 e 2.7 em 2.4, obtêm-se as equações paramétricas que definem as flexibilidades locais elásticas axial e rotacional, para flexão fora e dentro do plano da junta, respectivamente. São elas:

$$FLJ_{\delta} = \frac{1,95\gamma^{2,15}\text{sen}^{2,19}(\theta)(1 - \beta)^{1,3}}{ED} \quad (2.8)$$

$$FLJ_{\phi_0} = \frac{85,5\gamma^{2,2}\text{sen}^{2,16}(\theta)e^{-3,85\beta}}{ED^3} \quad (2.9)$$

$$FLJ_{\phi_1} = \frac{134\gamma^{1,73}\text{sen}^{1,22}(\theta)e^{-4,52\beta}}{ED^3} \quad (2.10)$$

sendo:

$$\gamma \in [10 ; 20]$$

$$\beta \in [0,33 ; 0,76]$$

$$\theta \in [35^\circ ; 90^\circ]$$

onde:

- $FLJ_{\delta}$  representa a flexibilidade local da junta para uma força axial.
- $FLJ_{\phi_0}$  representa a flexibilidade local da junta para flexão fora do plano.
- $FLJ_{\phi_1}$  representa a flexibilidade local da junta para flexão no plano.

Fessler *et al.* (1986) explicam que as equações 2.8, 2.9 e 2.10, definidas para os intervalos apresentados, devem atender à grande maioria das juntas tubulares encontradas em estruturas *offshore* correntes. Isso, porém, não obstante o fato de que juntas com parâmetros  $\gamma$  acima de 20 não são incomuns, podendo, inclusive, apresentar valores acima de 30.

Da mesma forma, juntas tubulares com parâmetros  $\beta$  igual à unidade podem ser encontradas, especialmente em juntas do tipo X. Em relação ao valor de  $\theta$ , estes pesquisadores afirmam ser raro encontrar projetos onde os ângulos ultrapassem os limites estabelecidos em sua pesquisa.

Por fim, Fessler *et al.* (1986) afirmam que estas mesmas equações podem ser utilizadas para obter, com razoável grau de confiabilidade, a flexibilidade local de juntas tubulares cujos parâmetros  $\gamma$ ,  $\beta$  e  $\theta$  estejam dentro dos seguintes intervalos fechados:

$$\gamma \in [10 ; 20]$$

$$\beta \in [0,30 ; 0,80]$$

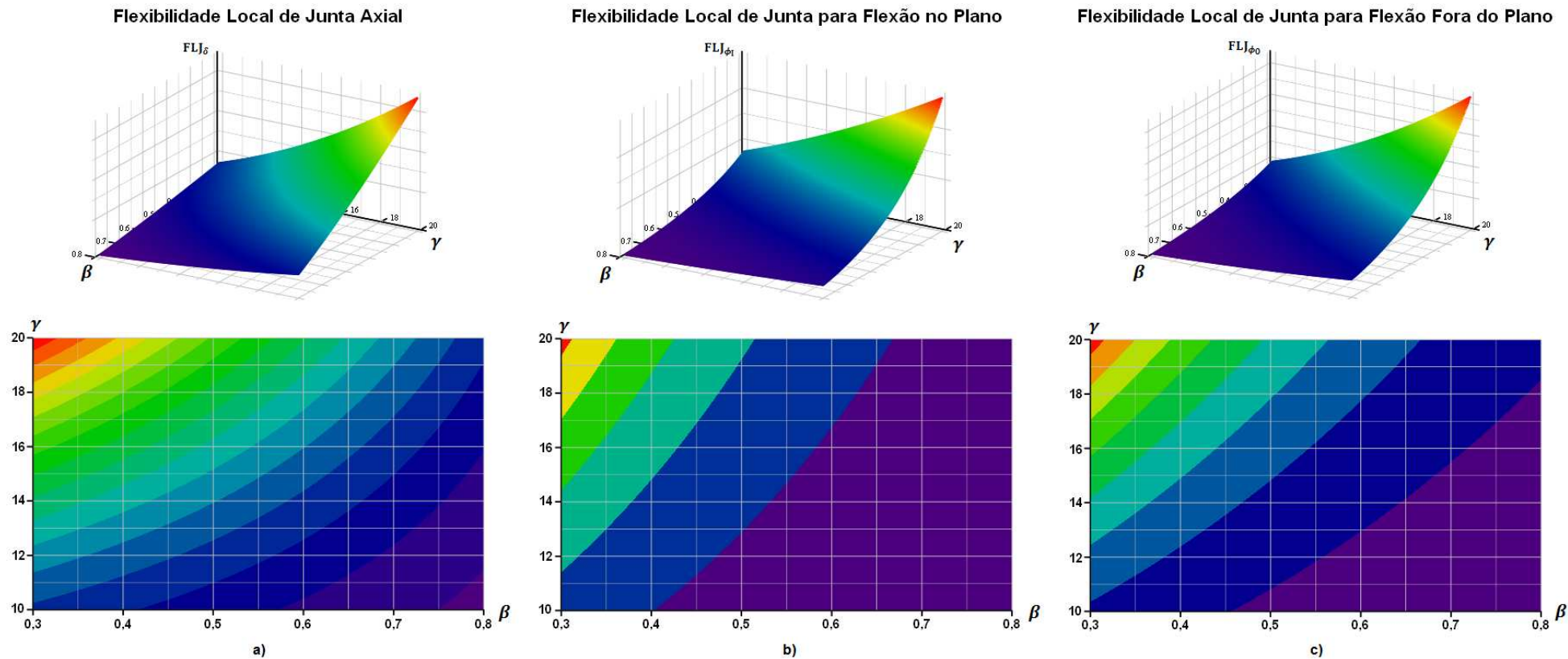
$$\theta \in [30^\circ ; 90^\circ]$$

Utilizando as equações paramétricas propostas por Fessler *et al.* (1986), é possível avaliar gráfica e qualitativamente a influência das relações geométricas entre as seções transversais do *chord* e do *brace* sobre a flexibilidade local das juntas.

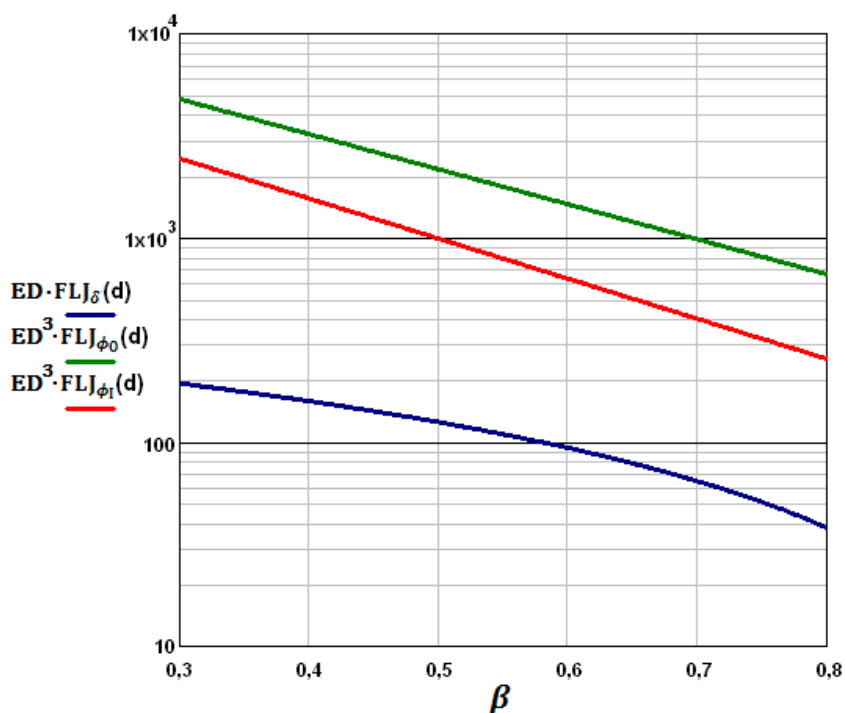
Inicialmente, fixando o valor de  $\theta$ , os termos de flexibilidade se tornam funções, apenas, de  $\gamma$  e  $\beta$ . Observando os gráficos apresentados na figura 21, é possível notar que o aumento do parâmetro  $\gamma$  e a diminuição do parâmetro  $\beta$  tendem a tornar as juntas mais flexíveis. Dessa forma, pode-se concluir que o diâmetro externo do *chord*, diretamente proporcional ao primeiro parâmetro e inversamente proporcional ao segundo, possui significativa importância para o grau de flexibilidade local das juntas.

Em um segundo momento, ainda utilizando as equações 2.8, 2.9 e 2.10, é possível observar a influência do diâmetro externo do *brace* sobre a flexibilidade local das juntas simples. Fixando os parâmetros  $\theta$  e  $D$ , considerando o intervalo dos valores de  $\beta$  para os quais essas equações são válidas, pode-se avaliar graficamente como a variação desta propriedade geométrica modifica a flexibilidade local das juntas.

De acordo com as curvas apresentadas na figura 22, o aumento do diâmetro externo do *brace* reduz a flexibilidade local das juntas tubulares. Fessler *et al.* (1986) explicam que isso se deve ao fato da rigidez axial do *brace* ser consideravelmente maior do que a rigidez radial do *chord*. Esse é o motivo pelo qual os autores não consideraram em sua pesquisa os efeitos devido à variação da espessura de parede do *brace*.



**Figura 21** . Influência das relações entre as geometrias das seções transversais do *chord* e do *brace* (parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$ ) sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Fessler *et al.* (1986): **a)** FLJ Axial ; **b)** FLJ para Flexão no Plano e **c)** FLJ Flexão para Fora do Plano.



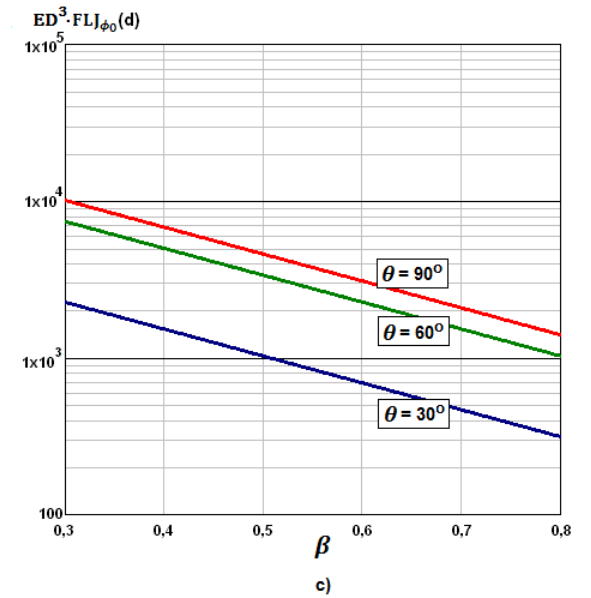
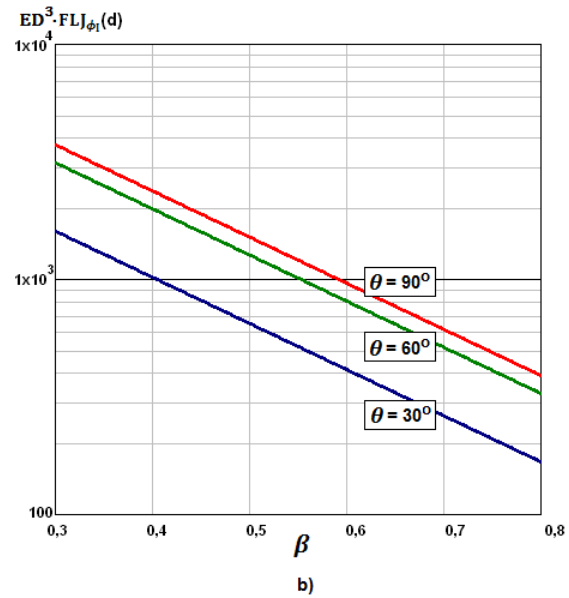
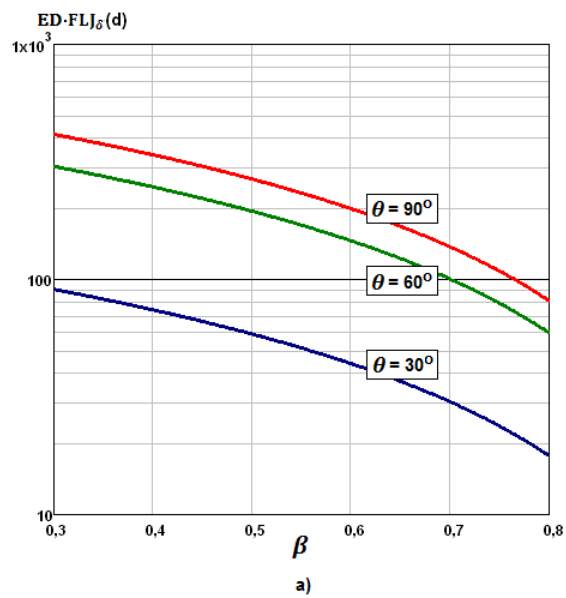
**Figura 22** . Avaliação da influência do diâmetro externo do *brace* sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Fessler *et al.* (1986), considerando  $\gamma = 15$  e  $\theta = 45^\circ$ .

Finalmente, a figura 23 ilustra a influência do ângulo formado entre os eixos do *brace* e do *chord* sobre a flexibilidade local das juntas tubulares, baseado nas equações propostas por Fessler *et al.* (1986).

É possível observar que o aumento de  $\theta$  implica no aumento da flexibilidade local da junta, considerando o intervalo dos valores que este parâmetro pode assumir, para os quais são válidas as equações 2.8, 2.9 e 2.10. Ressalta-se, porém, que devido ao fato dos ensaios contemplarem, exclusivamente, juntas com um único *brace*, os pesquisadores nada poderiam concluir a respeito da influência da classificação das juntas sobre o coeficiente  $FLJ_{\delta}$ , apesar da variação de  $\theta$  alterar, de fato, o padrão de equilíbrio das forças que atuam na interface dos membros estruturais.

Outro ponto importante diz respeito aos limites para os quais a formulação proposta por Fessler *et al.* (1986) se mantém válida. O material epóxi utilizado para construir os modelos ensaiados apresenta comportamento linear-elástico, mesmo em face a grandes deformações. No mais, nada foi discutido em relação à variação dos coeficientes de flexibilidade frente a critérios de plastificação e resistência das juntas. Dessa forma, esta proposta somente pode ser aplicada em análises realizadas dentro do regime linear elástico, não sendo, portanto, adequada para uso em análises não lineares do tipo *pushover*. Seu estudo, no entanto, é importante para introduzir o assunto e os primeiros conceitos fundamentais sobre a mecânica das juntas tubulares.





**Figura 23.** Avaliação da influência do ângulo entre os eixos do *chord* e do *brace* sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Fessler *et al.* (1986) (considerando  $\gamma = 15$  e  $D = 730$  mm): **a)** FLJ Axial ; **b)** FLJ Flexão no Plano e **c)** FLJ Flexão Fora do Plano.

### 2.3.2.2. BUITRAGO *et al.* (1993)

Posteriormente à pesquisa de Fessler *et al.* (1986), Buitrago *et al.* (1993) propuseram um novo conjunto de equações paramétricas para uso na determinação da flexibilidade local de juntas tubulares.

Com base em pesquisas feitas utilizando modelos matemáticos analisados através do método dos elementos finitos (MEF), considerando juntas com diversas geometrias, mesmo aquelas formadas por tubos de mesmo diâmetro, os autores puderam definir equações aplicáveis a qualquer tipo de junta tubular, inclusive as que apresentam sobreposição dos *braces* (*overlapped joints*). Essas equações são apresentadas como funções dos parâmetros convencionalmente utilizados e de fatores de influência que podem ser superpostos para qualquer combinação de forças, a fim de se obter os coeficientes de flexibilidade local de forma expedita.

Buitrago *et al.* (1993) explicam que, para que se possa determinar os termos de flexibilidade local das juntas tubulares, é necessário engendrar métodos de análise através dos quais possam ser separadas as deformações locais, relativas às terminações dos *braces* e das deformações globais, também chamadas deformações de viga, do *chord*, na área de interface, dada a presença de forças e momentos fletores transferidos através das juntas. Essa é, então, a premissa fundamental do método através do qual esses pesquisadores elaboraram suas equações paramétricas.

Em princípio, a flexibilidade local de uma junta tubular simples deve ser descrita através de uma matriz 6x6, correspondendo às três forças e aos três momentos aplicados na extremidade do *brace*. Contudo, as duas forças de cisalhamento e o momento torsor não são relevantes para a análise em questão, reduzindo, assim, a descrição do problema a uma matriz 3x3, que inclui apenas a força axial e os momentos fletores no plano e fora do plano da junta. Segundo os pesquisadores, nesta matriz reduzida os termos fora da diagonal principal podem apresentar desacoplamento, como é o caso dos graus de liberdade dentro e fora do plano da junta, ou ser suficientemente pequenos e, por isso, podem ser negligenciados, em acordo com o exposto por Fessler *et al.* (1986).

Em suma, Buitrago *et al.* (1993) definiram os coeficientes de flexibilidade de uma junta tubular simples através da deformação líquida verificada na área de interseção entre o *brace* e o *chord*, denominada *footprint*, quando em presença de uma carga unitária aplicada na extremidade do *brace*. Essas deformações locais são calculadas através da subtração das chamadas *deformações de viga*, presentes tanto no *brace* quanto no *chord*, da deformação total na extremidade do *brace*. Matematicamente, escreveram:

$$\mathbf{FLJ}_\delta = \frac{\mathbf{f}_\delta}{\mathbf{ED}} \quad (2.11)$$

$$\mathbf{FLJ}_{\phi_0} = \frac{\mathbf{f}_{\phi_0}}{\mathbf{ED}^3} \quad (2.12)$$

$$\mathbf{FLJ}_{\phi_1} = \frac{\mathbf{f}_{\phi_1}}{\mathbf{ED}^3} \quad (2.13)$$

sendo:

$$\mathbf{f}_\delta = \delta - \Gamma_\delta^b - \Delta_\delta^c \quad (2.14)$$

$$\mathbf{f}_{\phi_0} = \phi_0 - \theta_0^b - \psi_0^c \quad (2.15)$$

$$\mathbf{f}_{\phi_1} = \phi_1 - \theta_1^b - \psi_1^c \quad (2.16)$$

onde:

- $\mathbf{FLJ}_\delta$  representa a flexibilidade local da junta para uma força axial.
- $\mathbf{FLJ}_{\phi_0}$  representa a flexibilidade local da junta para rotação fora do plano.
- $\mathbf{FLJ}_{\phi_1}$  representa a flexibilidade local da junta para rotação no plano.
- $\mathbf{f}_\delta$ ,  $\mathbf{f}_{\phi_0}$  e  $\mathbf{f}_{\phi_1}$  representam os termos da diagonal principal da matriz de flexibilidade, obtidos a partir dos experimentos numéricos realizados, para o deslocamento axial, rotação fora do plano e rotação no plano da junta, respectivamente.
- $\delta$ ,  $\phi_0$  e  $\phi_1$  representam as deformações na extremidade do *brace*, referentes ao deslocamento axial, à rotação fora do plano e à rotação no plano da junta, respectivamente.
- $\Gamma_\delta^b$ ,  $\theta_0^b$  e  $\theta_1^b$  representam as deformações de viga na extremidade do *brace*, referentes ao deslocamento axial, à rotação fora do plano e à rotação no plano da junta, respectivamente.
- $\Delta_\delta^c$ ,  $\psi_0^c$  e  $\psi_1^c$  representam as deformações de viga no *chord*, referentes ao deslocamento axial, à rotação fora do plano e à rotação no plano da junta, respectivamente.
- $E$  representa o módulo de elasticidade (Módulo de Young) do material que constitui a junta tubular.

As deformações de viga, tanto do *brace* quanto do *chord*, também denominadas por estes pesquisadores como deformações globais, foram avaliadas através da modelagem do *brace* como uma viga engastada e em balanço. Em seguida, o *brace* foi rigidamente conectado à superfície do *chord* e submetido à ação de uma força axial ou momento fletor.

Por sua vez, o *chord* foi modelado como uma viga apoiada em ambas as suas extremidades, cujas condições de contorno são compatíveis com aquelas consideradas no modelo local de análise, constituído por elementos finitos elaborados especificamente para a pesquisa. Assim, Buitrago *et al.* (1993) puderam definir as equações paramétricas que descrevem as flexibilidades locais axial e rotacionais (flexão no plano e fora do plano) de juntas tubulares simples, conforme segue:

$$FLJ_{\delta} = \frac{5,69\tau^{-0,111}e^{(-2,251\beta)}\gamma^{1,898}\text{sen}^{1,769}(\theta)}{ED} \quad (2.17)$$

$$FLJ_{\phi_0} = \frac{55\tau^{-0,22}e^{(-4,076\beta)}\gamma^{2,417}\text{sen}^{1,883}(\theta)}{ED^3} \quad (2.18)$$

$$FLJ_{\phi_1} = \frac{1,39\tau^{-0,238}\beta^{-2,245}\gamma^{1,898}\text{sen}^{1,24}(\theta)}{ED^3} \quad (2.19)$$

sendo:

$$\tau = \frac{t}{T}$$

considerando:

$$\gamma \in [10 ; 30]$$

$$\beta \in [0,3 ; 1,0]$$

$$\theta \in [30^\circ ; 90^\circ]$$

$$\tau \in [0,25 ; 1,0]$$

No total, 30 modelos foram analisados pelos pesquisadores que, com as geometrias avaliadas, conseguiram cobrir toda a faixa de valores (máximo, médio e mínimo) para as três principais variáveis de projeto ( $\gamma$ ,  $\beta$  e  $\theta$ ).

Segundo Buitrago *et al.* (1993), como esperado, os coeficientes de flexibilidade local das juntas tubulares são fortemente dependentes dos parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$ . Já os parâmetros  $\theta$  e  $\tau$  possuem pouca influência sobre os resultados obtidos quando as equações 2.17, 2.18 e 2.19 são utilizadas. Assim, juntas formadas por *chords* com pequena espessura de parede, ou *braces* com pequenos diâmetros externos, devem ser mais flexíveis. Por outro lado,

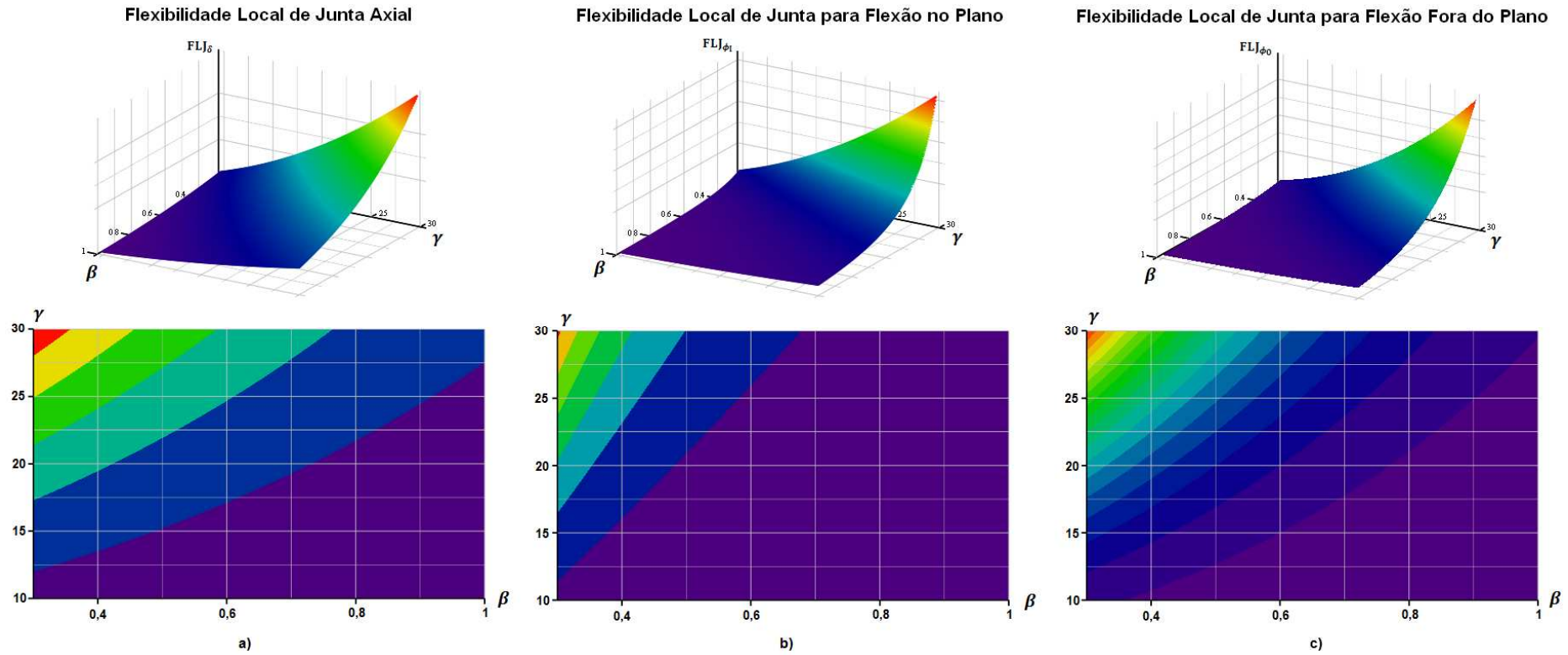
juntas com *chords* mais espessos, que formem ângulos mais rasos com os *braces*, ou mesmo formadas por membros geometricamente iguais, deverão ser mais rígidas, como ilustrado nos gráficos da figura 24 e em acordo com a proposta de Fessler *et al.* (1986) (Figura 25).

É possível avaliar a influência da variação do diâmetro externo do *brace* sobre os coeficientes de flexibilidade local das juntas tubulares, comparando, inclusive, as equações de Fessler *et al.* (1986) e Buitrago *et al.* (1993), conforme demonstrado na figura 26. Observa-se que foram respeitados os intervalos de valores dos parâmetros de projeto, considerados válidos para ambas as propostas. Uma análise comparativa mais detalhada entre as duas pesquisas pode ser encontrada no trabalho de Almeida (2008).

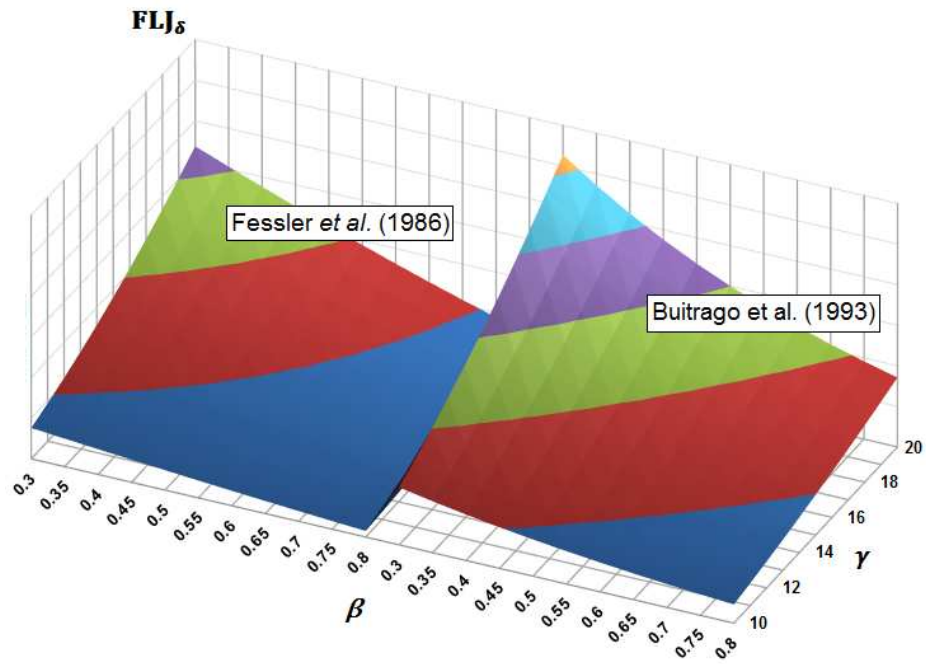
Buitrago *et al.* (1993) reconhecem que, na implementação de métodos computacionais para análises de estruturas *offshore*, que levem em consideração os coeficientes de flexibilidade local das juntas tubulares, deve ser feita uma série de avaliações referentes à classificação das juntas. Como visto anteriormente, dependendo do padrão de forças que se configura nos *braces* de uma junta tubular, podem surgir combinações híbridas dos tipos básicos existentes, conforme descrito nas mais importantes normas técnicas internacionais, e.g. API RP 2A-WSD (2007), ISO 19902 (2007) e NORSOK N-004 (2004).

Todavia, na maioria dos programas computacionais hoje disponíveis, normalmente, apenas um coeficiente de rigidez pode ser atribuído a cada grau de liberdade nas extremidades dos *braces*. E para simplificar esse problema, Buitrago *et al.* (1993) propuseram dois métodos de aplicação, denominados *modelo de molas* e *modelo flexível*.

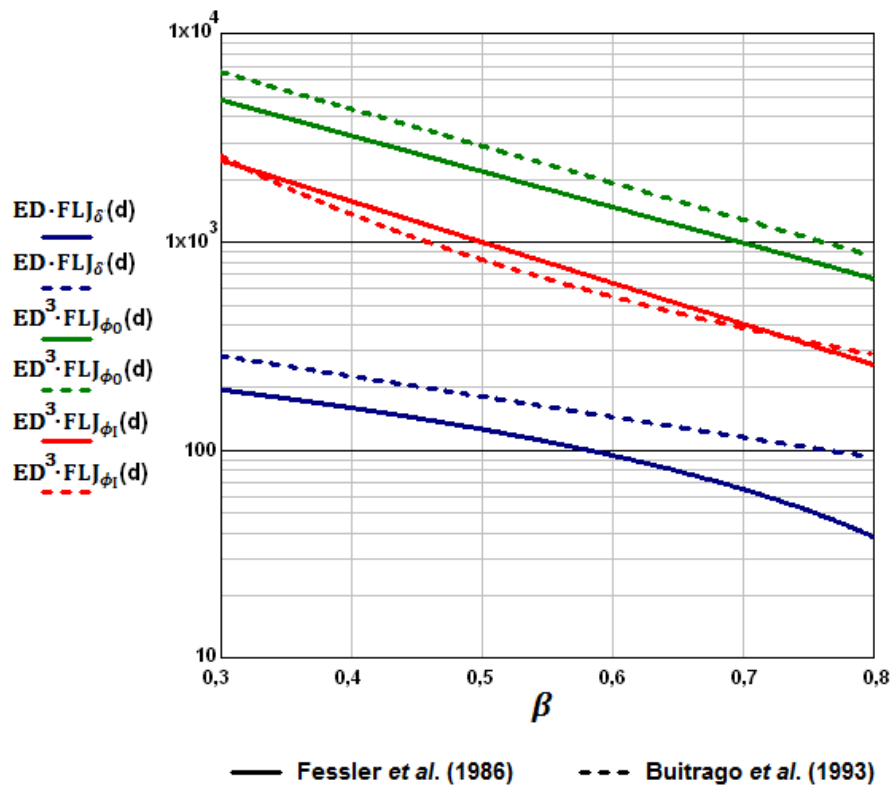
O chamado *modelo de molas* consiste em atribuir molas que conectem a extremidade do *brace* à linha de centro do *chord*, utilizando como constantes de rigidez cada um os valores obtidos através da inversão dos coeficientes de flexibilidade local calculados pelas das equações 2.17, 2.18 e 2.19. Dessa forma, para cada membro que compõe a junta é atribuído um conjunto de três molas, enquanto que os demais graus de liberdade permanecem conectados rigidamente.



**Figura 24** . Influência das relações entre as geometrias das seções transversais do *chord* e do *brace* (parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$ ) sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Buitrago *et al.* (1993): **a)** FLJ Axial ; **b)** FLJ para Flexão no Plano e **c)** FLJ Flexão para Fora do Plano.



**Figura 25** . Influência das relações entre as geometrias das seções transversais do *chord* e do *brace* (parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$ ) sobre a FLJ Axial: comparativo entre as propostas de Fessler *et al.* (1986) e de Buitrago *et al.* (1993), considerando  $\theta = 30^\circ$  e  $\tau = 0,625$ .



**Figura 26** . Avaliação da influência do diâmetro externo do *brace* sobre a flexibilidade local de juntas tubulares simples, de acordo com as equações propostas por Buitrago *et al.* (1986) e Fessler *et al.* (1986), considerando  $\gamma = 15$ ,  $\theta = 45^\circ$  e  $\tau = 0,625$ .

No chamado *modelo flexível*, faz-se o uso de um elemento de pórtico de pequeno comprimento denominado *stub*, conectando a extremidade do *brace* à superfície do *chord*, que, por sua vez, é conectada rigidamente à linha de centro do próprio *chord*. As propriedades geométricas deste *stub*, dadas pela área e pelos momentos de inércia de sua seção transversal, serão:

$$A = \frac{L}{E(\mathbf{FLJ}_\delta)} \quad (2.20)$$

$$I = \frac{L}{E(\mathbf{FLJ}_\phi)} \quad (2.21)$$

onde:

- A representa a área da seção transversal do *stub*.
- I representa o momento de inércia da seção transversal do *stub*, em relação ao eixo sobre a direção considerada (no plano ou fora do plano da junta).
- L representa o comprimento do *stub*.
- E representa o módulo de elasticidade (Módulo de Young) do material que constitui a junta tubular.
- $\mathbf{FLJ}_\delta$  representa a flexibilidade local da junta para uma força axial.
- $\mathbf{FLJ}_\phi$  representa a flexibilidade local da junta para flexão dentro ou fora do plano.

É importante observar que ambos os modelos de Fessler *et al.* (1986) e Buitrago *et al.* (1993) desconsideram os efeitos devidos ao cisalhamento. O chamado *modelo flexível* destes pesquisadores, implícita e teoricamente apresentaria deformações devido ao cisalhamento. Contudo, conforme se reduz o comprimento do *stub*, esses efeitos tendem a se tornar negligenciáveis e, então, os resultados passam a ser semelhantes àqueles obtidos através do chamado *modelo de molas*.

Assim como no trabalho de Fessler *et al.* (1986), Buitrago *et al.* (1993) não determinam quaisquer limites de deformações para os quais suas equações paramétricas permanecem válidas. Por isso, não há como aplicá-las em situações onde as juntas sejam submetidas a tensões próximas ao escoamento do material, menos ainda no regime plástico ou em situações de início de trincas. Por esse motivo, nas análises não lineares do tipo *Pushover* uma abordagem mais sofisticada, tratando de todos esses conceitos e suas complexas interações, deve ser considerada, como será discutido a seguir na presente dissertação.



### 2.3.2.3. DIER *et al.* (2000)

Essa proposta se traduz na abordagem mais sofisticada existente, até o momento, para descrever o comportamento das juntas tubulares, considerando os fatores de maior influência sobre esta problemática e suas características verdadeiramente não lineares.

O projeto de pesquisa conduzido pela *MSL Engineering* (DIER *et al.* 2000) foi desenvolvido em duas etapas: em um primeiro estágio, foi feita a coleta e seleção dos dados numéricos obtidos a partir de uma série de experimentos realizados para observar o comportamento das juntas tubulares. Essas informações foram, então, provisionadas em um banco de dados para posterior manipulação. Em seguida, foram desenvolvidas formulações capazes de descrever matematicamente as relações força-deslocamento ( $P - \delta$  e  $M - \theta$ ) obtidas através dos ensaios realizados, considerando informações sobre a geometria das juntas e o material que as constitui. Tais formulações foram elaboradas para cobrir a faixa de juntas simples mais utilizada na prática de projeto, considerando casos de carga unidimensionais, *i.e.* compressão, tração e flexão no plano e fora do plano da junta, de forma independente (desacoplados).

Na segunda etapa do trabalho, de maneira geral, os pesquisadores buscaram ajustar e atribuir aplicabilidade às formulações estabelecidas na primeira fase, através do cumprimento de objetivos pré-estabelecidos, como (DIER *et al.* (2000), p. iii):

- Aprimorar as formulações desenvolvidas na primeira etapa do projeto, para descrever as relações força-deslocamento considerando fatores pertinentes ao problema, como: interação com as forças atuantes no chord, classificação das juntas, acoplamento entre as curvas  $P - \delta$  e  $M - \theta$ , bem como limites de ductilidade(...).
- Escrever um conjunto de algoritmos, com base nas formulações definidas, para, em seguida, codificá-los em uma série de sub-rotinas objetivando a constituição de um módulo que poderia ser utilizado em um pacote computacional destinado à análise de estruturas reticulares.
- Testar os módulos desenvolvidos para garantir o seu correto funcionamento, comparando os resultados obtidos através de uma série de simulações numéricas com os dados experimentais disponíveis no banco de dados gerado na primeira etapa do projeto.

Dier *et al.* (2000) afirmam que o primeiro estágio do projeto resultou em uma série de critérios que atribui credibilidade às estimativas acerca das resistências das juntas tubulares, maior do que qualquer norma ou regra até então disponível, considerando carregamentos unidimensionais (puramente axiais ou de flexão). Adicionalmente, implícitos nessas

formulações estão os efeitos devido às forças atuantes nos *chords* das juntas, os quais não eram adequadamente considerados nos métodos propostos pelas normas internacionais vigentes. Além disso, essa primeira fase do projeto teve como objetivo principal o desenvolvimento de relações força-deslocamento que foram ajustadas para descrever o comportamento de juntas  $Y$ ,  $X$ ,  $K$ , ou combinações dessas classificações, sujeitas a forças axiais ou momentos fletores no plano e fora do plano das juntas. Essas relações, como comumente praticado, são funções dos parâmetros geométricos adimensionais  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\theta$  e  $g$ .

A segunda etapa do projeto resultou em um conjunto de algoritmos que foi codificado em um módulo de análise estrutural, denominado *MSLJOINT*, posteriormente implementado no programa *USFOS* (HELLAN *et al.*, 1990 e SINTEF, 2001), específico para análise de estruturas reticulares espaciais. Esses algoritmos foram calibrados com base nas informações disponíveis no banco de dados gerado a partir dos experimentos conduzidos na primeira etapa do projeto. Os aspectos mais relevantes do trabalho desenvolvido por estes pesquisadores são apresentados a seguir.

## **FÓRMULAS PARA AS RELAÇÕES FORÇA-DESLOCAMENTO**

No início da primeira etapa do projeto *MSL JIP*, era intenção de Dier *et al.* (2000) escrever as relações força-deslocamento como funções definidas pela aproximação através de alguns segmentos de reta. Essas funções lineares seriam utilizadas para ligar pontos notáveis, *e.g.* ponto de início de escoamento, ponto de máxima resistência e ponto de ruptura. Contudo, os pesquisadores logo perceberam que tal estratégia demandaria considerável uso de recursos e estaria sujeita a uma série de questionamentos sobre a perda de acurácia devido a tais aproximações.

Destarte, Dier *et al.* (2000) consideraram a possibilidade de representar tais curvas através do uso de uma única função contínua, com coeficientes relacionados aos parâmetros geométricos adimensionais das juntas tubulares. Assim, a função matemática ideal deveria apresentar as seguintes características:

- Ser contínua e diferenciável no intervalo de aplicação definido.
- Ser o mais simples possível, utilizando o menor número possível de coeficientes.
- Ser capaz de representar diferentes tipos de curvas força-deslocamento.
- Ser precisa.
- Ser robusta considerando sua implementação numérica.
- Ter coeficientes de ordens de grandeza próximas.
- Ter coeficientes com significado físico.

Após diversas análises, a seguinte função exponencial foi escolhida como base matemática para a pesquisa:

$$P = d - a[1 - (be^{-c\delta})]^2 \quad (2.22)$$

onde:

- **a**, **b**, **c** e **d** são constantes ou, mais correto, funções dos parâmetros geométricos das juntas, a serem ajustadas.
- *e* é a constante de Euler.

Segundo Dier *et al.* (2000), a equação 2.22 foi submetida a uma série de análises matemáticas, através das quais se pôde verificar boa acurácia na representação das curvas força-deslocamento, como desejado. Mais além, relevantes aspectos sobre esta equação puderam ser observados:

1. Para que as curvas força-deslocamento passem pela origem, três das quatro constantes utilizadas na equação 2.22 devem ser independentes. Suas inter-relações podem ser descritas matematicamente como:

$$b = 1 + \sqrt{\frac{d}{a}} \quad (2.23)$$

sendo:

- A constante **d** diretamente relacionada com as máximas resistências  $P_u$  e  $M_u$ .
- A constante **a** representa a magnitude da queda de resistência após  $P_u$  e  $M_u$ .

2. A rigidez da curva força-deslocamento na origem é dada por:

$$K = 2abc(b - 1) \quad (2.24)$$

3. O deslocamento para a máxima carga atuante é:

$$\delta_u = \frac{\ln(b)}{c} \quad (2.25)$$

Com base nos dados experimentais disponíveis, através de tratamento estatístico adequado, os pesquisadores puderam ajustar as equações 2.22, 2.23, 2.24 e 2.25, definindo seus parâmetros através da dependência de uma das quatro constantes em relação às demais. Assim, as formulações que descrevem matematicamente as relações força-deslocamento desenvolvidas na primeira etapa do projeto são:

$$P(\delta) = P_u \left\{ 1 - A \left[ 1 - \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{A}} \right) e^{-\frac{B\delta}{D}} \right]^2 \right\} \quad (2.26)$$

$$M(\theta) = M_u \left\{ 1 - A \left[ 1 - \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{A}} \right) e^{-B\theta} \right]^2 \right\} \quad (2.27)$$

onde:

- **P** e **M** são os esforços atuantes na junta tubular.
- **P<sub>u</sub>** e **M<sub>u</sub>** são os esforços máximos (médios) resistentes da junta tubular.
- **δ** é a deformação na junta referente a um determinado *brace*.
- **θ** é a rotação na junta, medida em radianos.
- **D** é o diâmetro externo do *chord*.
- **A** e **B** são constantes adimensionais para dada geometria e tipo de carregamento.
- *e* é a constante de Euler.

As constantes A e B, referentes às equações 2.26 e 2.27, são apresentadas na tabela 1, a seguir, para cada classificação de junta e tipo de carregamento:

Classificação	Carregamento	Coeficientes	
		A	B
T/Y	Compressão	$\frac{(\gamma - 4)\text{sen}^3(\theta)}{62}$	$15\beta + 27$
	Tração	0,001	$29\beta + 5$
	Flexão no plano	0,001	$42\beta + 13$
	Flexão fora do plano	0,001	$30\beta + 4$
DT/X	Compressão	$\frac{\gamma + 10}{100}$	$\frac{250\beta}{\sqrt{\gamma}}$
	Tração	0,001	$12\beta + 11$ para $\beta \leq 0,9$ $21,8 + (\beta - 0,9) \left( \frac{19,400}{\gamma} - 218 \right)$ para $0,9 < \beta \leq 1,0$
	Flexão no plano	0,001	$42\beta + 13$
	Flexão fora do plano	0,001	$30\beta + 4$
K	Axial (Equilibrado)	$\frac{\varphi(\gamma-7)}{18}$ (ver Nota 1)	$\psi(3 + 0,3\gamma)$ (ver Nota 2)
	Flexão no plano	0,001	$42\beta + 13$
	Flexão fora do plano	0,001	$30\beta + 4$

**Tabela 1** . Coeficientes A e B referentes às equações 2.26 e 2.27, definidos na primeira etapa do projeto conduzido pela *MSL Engineering* (DIER *et al.*, 2000).

Nota 1:

$$\varphi = \zeta - 0,1$$

$$0,025 \leq \varphi \leq 0,25$$

$$\zeta = \frac{g}{D}$$

Nota 2:

$$\psi = 10 - 15\zeta$$

$$5 \leq \psi \leq 10$$

## INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO ATUANTE NO *CHORD* E SEU MATERIAL CONSTITUINTE

É possível verificar matematicamente que as rigidezes iniciais, provenientes das equações 2.26 e 2.27, são:

$$K_{\delta} = P_u \frac{2B(1 + \sqrt{A})}{D} \quad (2.28)$$

$$K_{\theta} = M_u 2B(1 + \sqrt{A}) \quad (2.29)$$

onde:

- $K_\delta$  e  $K_\theta$  são as rigidezes iniciais para as curvas força-deslocamento  $P - \delta$  e  $M - \theta$ , respectivamente.
- $P_u$  e  $M_u$  são os esforços máximos (médios) resistentes da junta tubular.
- $D$  é o diâmetro externo do *chord*.
- $A$  e  $B$  são constantes adimensionais para dada geometria e tipo de carregamento.

O termo dentro da raiz quadrada é constante. Dessa forma, analisando as equações 2.28 e 2.29, pode-se perceber que as rigidezes iniciais são diretamente proporcionais às capacidades das juntas tubulares  $P_u$  e  $M_u$  e, por conseguinte, à resistência do material constituinte do *chord*. Como explicado por Dier *et al.* (2000), isto não condiz com o fato de que o comportamento no regime linear-elástico de uma junta não deve ser dependente de  $F_y$ . Por isso, fez-se necessário ajustar estas expressões, escrevendo-as como segue:

$$K_\delta = \frac{P_u 2B(1 + \sqrt{A})}{F_y D} \quad (2.30)$$

$$K_\theta = \frac{M_u}{F_y} 2B(1 + \sqrt{A}) \quad (2.31)$$

onde:

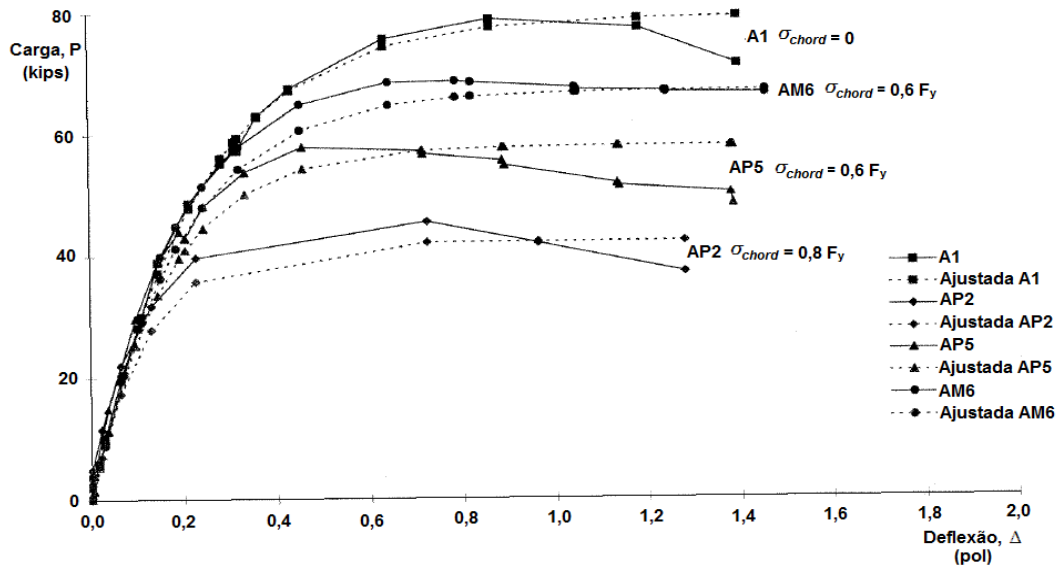
- $F_y$  representa a tensão de escoamento do material constituinte do *chord*.

A incorporação destes ajustes às equações 2.26 e 2.27, bem como aos parâmetros  $A$  e  $B$ , será apresentada mais à frente. Os pesquisadores afirmam que tal modificação na rigidez inicial das curvas força-deslocamento, como descrito pelas equações 2.30 e 2.31, acarretou a melhoria dos resultados numéricos encontrados, se comparados aos dados experimentais disponíveis.

Ainda em relação ao elemento passante, de maneira geral, os carregamentos atuantes no *chord* têm efeito deletério sobre as resistências das juntas tubulares. Contudo, analogamente ao fato de que a resistência ao escoamento do material que constitui o *chord* não deve afetar a flexibilidade local das juntas, pode-se esperar que essas também não serão influenciadas pelo carregamento presente nesse elemento (DIER *et al.*, 2000)

Após estudar os resultados obtidos em diferentes experimentos, os pesquisadores selecionaram casos onde seria possível avaliar a influência do carregamento axial atuante no *chord* sobre o comportamento das juntas tubulares. E para fins de ilustração, dados

típicos para medidas de força-deformação em juntas tipo X, submetidas a esforços normais de compressão, são mostrados na figura 27, a seguir:



**Figura 27 .** Resultados experimentais e curvas ajustadas para juntas do tipo DT ( $\beta = 0,67$ ) axialmente carregadas e sujeitas a diversas tensões de compressão no *chord* (DIER *et al.* 2000).

Apesar de não possuírem influência sobre a rigidez inicial das curvas força-deslocamento, é possível observar através dos gráficos apresentados na figura 27 que os carregamentos atuantes no *chord*, realmente, reduzem a resistência das juntas tubulares. Por isso, com base nas informações disponíveis no banco de dados do projeto, Dier *et al.* (2000) fizeram correções nas equações 2.26 e 2.27, para que fossem considerados os efeitos, não somente da força atuante no *chord* das juntas, mas também da resistência do seu material constituinte, com a incorporação dos parâmetros  $Q_f$  e  $F_y$  ao termo exponencial, como segue:

$$P(\delta) = P_u \left\{ 1 - A \left[ 1 - \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{A}} \right) e^{-\frac{B\delta}{DQ_f F_y}} \right]^2 \right\} \quad (2.32)$$

$$M(\theta) = M_u \left\{ 1 - A \left[ 1 - \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{A}} \right) e^{-\frac{B\theta}{Q_f F_y}} \right]^2 \right\} \quad (2.33)$$

onde:

- $Q_f$  é denominado fator de carregamento do *chord*.

Os coeficientes A e B compatíveis com as equações 2.32 e 2.33 estão na tabela 2:

Classificação	Carregamento	Coeficientes	
		A	B
T/Y	Compressão	$\frac{(\gamma - 4)\text{sen}^3(\theta)}{62}$	$600\beta + 13.500$
	Tração	0,001	$12.000\beta + 1.200$
	Flexão no plano	0,001	$9.700\beta + 6.700$
	Flexão fora do plano	0,001	$8.600\beta + 1.200$
DT/X	Compressão	$\frac{\gamma + 10}{100}$	$90.000\beta\gamma^{-0,4}$
	Tração	0,001	$3.900\beta + 5.000$ para $\beta \leq 0,9$ $8.510 + (\beta - 0,9)\left(\frac{60.000}{\gamma} - 80.000\right)$ para $0,9 < \beta \leq 1,0$
	Flexão no plano	0,001	$9.700\beta + 6.700$
	Flexão fora do plano	0,001	$8.600\beta + 1.200$
K	Axial (Equilibrado)	$\frac{\varphi(\gamma-7)}{18}$ (ver Nota 1)	$\psi(13 + 4\gamma)$ (ver Nota 2)
	Flexão no plano	0,001	$9.700\beta + 6.700$
	Flexão fora do plano	0,001	$8.600\beta + 1.200$

**Tabela 2 .** Coeficientes A e B referentes às equações 2.32 e 2.33, considerando os ajustes feitos para incorporar a influência do carregamento atuante no *chord* e seu material constituinte (DIER *et al.*, 2000).

Nota 1:

$$\varphi = \zeta - 0,1$$

$$0,025 \leq \varphi \leq 0,25$$

$$\zeta = \frac{g}{D}$$

Nota 2:

$$\psi = 320 - 450\zeta$$

$$170 \leq \psi \leq 320$$

O fator de carregamento do *chord* pode ser calculado através da seguinte equação:

$$Q_f = 1 - \lambda U^2 \quad (2.34)$$

sendo:

$$U = \frac{1}{\Gamma_q} \left[ \alpha_1 \left( \frac{P_{dc}}{P_y} \right)^2 + \alpha_2 \left( \frac{M_{dc}}{M_p} \right)_{\phi_i}^2 + \alpha_2 \left( \frac{M_{dc}}{M_p} \right)_{\phi_o}^2 \right]^{0,5} \quad (2.35)$$



onde:

- $P_{dc}$  e  $M_{dc}$  (flexão no plano e fora do plano da junta) representam os esforços solicitantes de projeto que atuam na junta tubular.
- $P_y$  e  $M_p$  representam a força axial resistente ante ao escoamento do material e as resistências plásticas à flexão, respectivamente, para o membro que constitui o *chord* ou *can*, se houver, de uma junta tubular.
- $\Gamma_q$  é um fator de segurança que não deve ser tomado maior do que a unidade.
- $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  são parâmetros de ajuste, apresentados na tabela 3.
- $\lambda$  representa o parâmetro adimensional referente ao tipo de carregamento atuante no *brace* de uma junta tubular, como segue:
  - 0,030 para força axial.
  - 0,045 para momento fletor atuando no plano da junta.
  - 0,021 para momento fletor atuando fora do plano da junta.

Classificação	$\alpha_1$	$\alpha_2$
Juntas tipo T/Y com carregamentos axiais	25	11
Juntas tipo K com carregamentos axiais equilibrados	14	43
Juntas tipo T/Y e K sujeitas a momentos fletores ou juntas tipo DT/X sujeitas a qualquer carregamento	25	43
Todos os tipos de juntas com <i>braces</i> solicitados por momentos fletores.	25	43

**Tabela 3** . Parâmetros de ajuste para determinação do fator de carregamento do *chord*  $Q_f$  (DIER *et al.*, 2000).

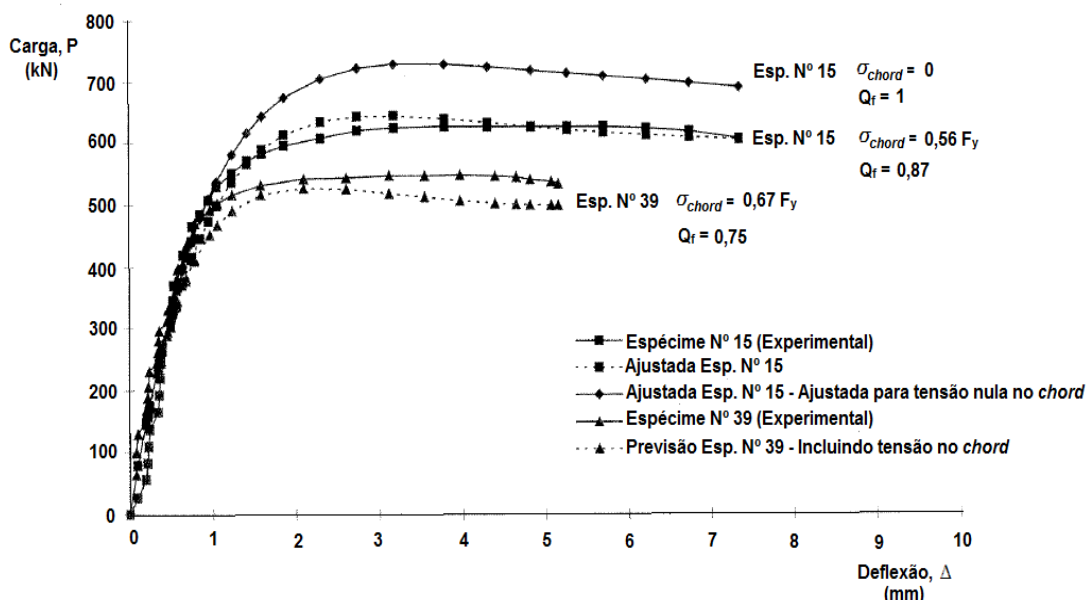
Por fim, as rigidezes iniciais, compatíveis com as equações 2.32 e 2.33, podem ser escritas matematicamente como:

$$K_\delta = \frac{P_u}{F_y Q_f} \frac{2B(1 + \sqrt{A})}{D} \quad (2.36)$$

$$K_\theta = \frac{M_u}{F_y Q_f} 2B(1 + \sqrt{A}) \quad (2.37)$$

A figura 28 ilustra a boa concordância entre os resultados experimentais e as curvas obtidas com base na formulação ajustada, dadas pelas equações 2.32 e 2.33. Dier *et al.* (2000) mostram que é possível observar como a presença do carregamento no *chord* leva a

uma deterioração precoce da resistência das juntas, resultando em uma resistência limite menor. Por outro lado, como relatado por esses pesquisadores, há indícios de que o aumento da magnitude desta força no *chord* pode resultar em ramos de descarregamento mais pronunciados ou horizontais.



**Figura 28 .** Relações força-deslocamento para o *brace* comprimido de uma junta tipo K ( $\beta = 1$ ) sujeita a variações de tensão no *chord*, mostrando a concordância entre os valores experimentais e as curvas obtidas com as formulações dadas pelas equações 2.32 e 2.33 (DIER *et al.*, 2000).

## A PROBLEMÁTICA DA CLASSIFICAÇÃO DAS JUNTAS TUBULARES

Uma vez que as flexibilidades locais das juntas tubulares (FLJs) deverão variar ao longo de uma análise do tipo *Pushover*, *e.g.* devido às redistribuições de carga que seguem o comportamento não linear de uma jaqueta, é necessário que os carregamentos atuantes sejam aplicados de forma incremental.

Para os incrementos iniciais de carga, a estrutura deverá se comportar de forma linearmente elástica, e os esforços solicitantes que atuam em seus membros deverão ser relativamente pequenos. Nesse momento, as FLJs para o carregamento axial e para os momentos fletores atuando no plano e fora do plano das juntas estarão desacopladas e a influência do carregamento presente nos *chords* será desprezível (essas observações, concordam com as propostas de Fessler *et al.* (1986) e Buitrago *et al.* (1993)). Assim, o comportamento, bem como as rigidezes desacopladas das juntas tubulares podem ser calculadas a partir das equações 2.32 e 2.33 (DIER *et al.* 2000).

Há, porém, dificuldades inerentes à seleção da  $FLJ_{\delta}$  para o primeiro incremento de carga, uma vez que esse parâmetro depende da classificação da junta em questão, que por sua vez depende do padrão de carregamentos que nela esteja atuando. Essa dificuldade, contudo, não acontece para a  $FLJ_{\phi_1}$  e  $FLJ_{\phi_0}$ , referentes às flexões no plano e fora do plano da junta, respectivamente, uma vez que estes parâmetros não variam com o tipo de junta, sejam elas Y, K ou X.

Dier *et al.* (2000) explicam que as FLJs não são os únicos fatores que influenciam a resposta de uma estrutura reticulada espacial. As rigidezes dos *braces* também possuem papel relevante para o conjunto, pois a razão entre as rigidezes da junta e dos seus membros é o que define a importância dos parâmetros de flexibilidade local no comportamento estrutural de uma jaqueta, por exemplo. Nesse cenário, a correta avaliação do comportamento das juntas tubulares em face ao padrão de cargas atuantes é uma tarefa complexa e consideravelmente relevante.

As formulações apresentadas até o momento foram desenvolvidas para descrever o comportamento de juntas simples, tipos Y, K ou X. Contudo, por estarem sujeitas a combinações de padrões de carregamentos, a problemática para representar o comportamento das juntas tubulares passou a ser como descrever o comportamento de juntas híbridas, utilizando as formulações já desenvolvidas.

A partir de uma metodologia de pesquisa, a denominada abordagem pelos coeficientes médios foi considerada por Dier *et al.* (2000) como sendo a mais eficiente. Trata-se da ponderação das rigidezes e das ações em relação à influência de cada tipo básico no comportamento de uma junta, utilizando coeficientes obtidos a partir da equação 2.32, a qual se relaciona com a equação 2.22 através dos seguintes vínculos matemáticos:

$$\mathbf{d} = \phi \mathbf{P}_u \quad (2.38)$$

$$\mathbf{a} = \phi \mathbf{P}_u \mathbf{A} \quad (2.39)$$

$$\mathbf{b} = \mathbf{1} + \frac{\mathbf{1}}{\sqrt{\mathbf{A}}} \quad (2.40)$$

$$\mathbf{b} = \frac{\mathbf{B}}{\phi \mathbf{D} \mathbf{F}_y \mathbf{Q}_f} \quad (2.41)$$

onde:

- $\phi$  é o fator de ajuste para a capacidade resistente das juntas tubulares.
- $\mathbf{P}_u$  é a capacidade resistente limite (média) das juntas tubulares.

- **A** e **B** são constantes adimensionais para dada geometria e tipo de carregamento, compatíveis com a equação 2.32 e descritos na tabela 2.
- **D** representa o diâmetro externo do *chord*.
- **Q<sub>f</sub>** representa o fator de carregamento do *chord*.
- **F<sub>y</sub>** representa a tensão de escoamento do material constituinte do *chord*.

Define-se o fator de ajuste  $\phi$  como a razão entre a resistência característica de uma junta tubular e a sua resistência limite média, como segue:

$$\phi = \frac{P_k}{P_u} \quad (2.42)$$

onde:

- **P<sub>k</sub>** é a resistência característica da junta tubular.

A tabela 4 a seguir apresenta os fatores de ajuste definidos por Dier *et al.* (2000):

Carregamento no brace	Classificação		
	Y	K	X
Compressão axial	0,791	0,769	0,864
Tração axial	0,554	0,769	0,878
Flexão no plano	0,824	0,804	0,810
Flexão fora do plano	0,789	0,822	0,878

**Tabela 4** . Fatores de ajuste para a resistência limite de juntas tubulares (DIER *et al.*, 2000)

A rigidez inicial, dada pela equação 2.36, pode ser, então, ramificada ou escrita de forma a considerar as rigidezes iniciais para juntas de comportamento puramente tipo Y, K ou X, como segue:

$$K_{\delta,Y} = \frac{P_{u,Y}}{F_y Q_{f,Y}} \frac{2B_Y(1 + \sqrt{A_Y})}{D} \quad (2.43)$$

$$K_{\delta,K} = \frac{P_{u,K}}{F_y Q_{f,K}} \frac{2B_K(1 + \sqrt{A_K})}{D} \quad (2.44)$$

$$K_{\delta,X} = \frac{P_{u,X}}{F_y Q_{f,X}} \frac{2B_X(1 + \sqrt{A_X})}{D} \quad (2.45)$$

Os coeficientes  $A_Y$ ,  $A_K$ ,  $A_X$ ,  $B_Y$ ,  $B_K$ ,  $B_X$  estão definidos na tabela 2. Agora, consideram-se as proporções de resposta para cada padrão de carregamento, identificadas pelos parâmetros  $C_Y$ ,  $C_K$  e  $C_X$ , conhecidos, tal que:

$$C_Y + C_K + C_X = 1 \quad (2.46)$$

Em seguida, Dier *et al.* (2000) definiram um fator de ajuste para que os resultados obtidos através das análises numéricas concordassem com os dados experimentais. Esse fator nada mais é do que associação ponderada dos padrões de carregamento que atuam na junta tubular analisada:

$$\psi = \frac{K_{Y,K,X}}{K_0} \quad (2.47)$$

sendo:

$$K_{Y,K,X} = \frac{C_Y}{K_Y} + \frac{C_K}{K_K} + \frac{C_X}{K_X} \quad (2.48)$$

$$K_0 = 2(C_Y \phi_Y P_{u,Y} + C_K \phi_K P_{u,K} + C_X \phi_X P_{u,X}) \left[ 1 + (C_Y A_Y^2 + C_K A_K^2 + C_X A_X^2)^{\frac{1}{4}} \right] \quad (2.49)$$

$$\frac{\frac{C_Y B_Y^2}{\phi_Y Q_{f,Y}} + \frac{C_K B_K^2}{\phi_K Q_{f,K}} + \frac{C_X B_X^2}{\phi_X Q_{f,X}}}{DF_y}$$

onde:

- $K_{Y,K,X}$  representa a rigidez inicial ponderada de uma junta com comportamento híbrido.
- $K_0$  é a rigidez inicial avaliada segundo o método proposto por Dier *et al.* (2000).

Por fim, as constantes A, B e a fatoração da capacidade resistente  $\phi P_u$ , para uso em 2.32, considerando a ponderação de cada modo de carregamento, são escritas como:

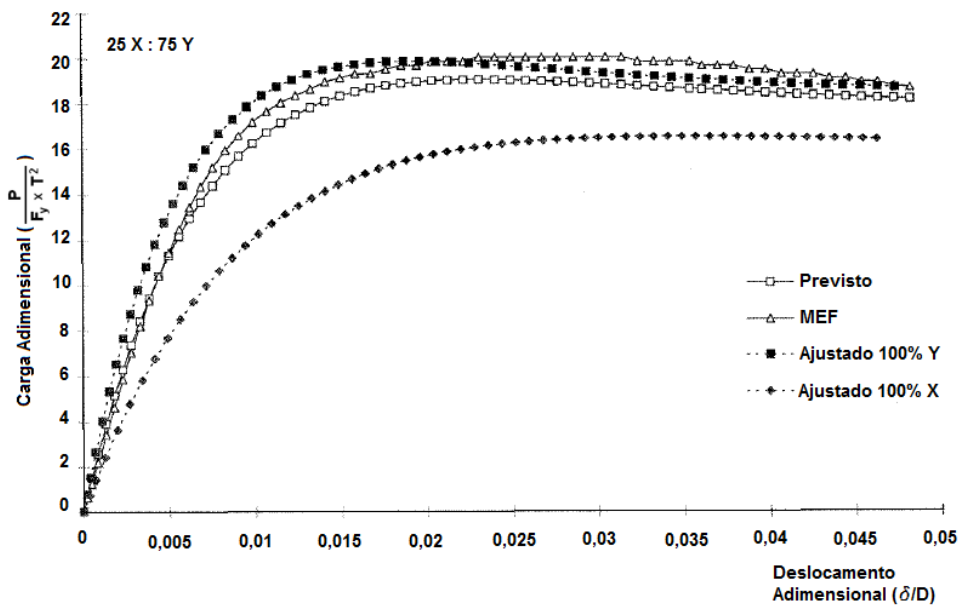
$$A = \sqrt{C_Y A_Y^2 + C_K A_K^2 + C_X A_X^2} \quad (2.50)$$

$$B = \psi(C_Y B_Y + C_K B_K + C_X B_X) \quad (2.51)$$

$$\phi P_u = C_Y \phi_Y P_{u,Y} + C_K \phi_K P_{u,K} + C_X \phi_X P_{u,X} \quad (2.52)$$

Através do emprego deste método, Dier *et al.* (2000) puderam ajustar a equação 2.32 para determinar a relação força-deslocamento ( $P - \delta$ ) para juntas com padrões mistos de carregamento. A figura 29 mostra uma comparação dos resultados obtidos através do método proposto pelos pesquisadores com análises numéricas feitas utilizando o MEF.

Observa-se boa coerência entre as curvas plotadas, tanto em relação às suas rigidezes iniciais, quanto às suas formas. Há, porém, uma tendência clara da resistência máxima calculada ficar um pouco abaixo daquelas obtidas com o MEF. Todavia, os pesquisadores afirmam que as discrepâncias observadas são pequenas (10%, no máximo).



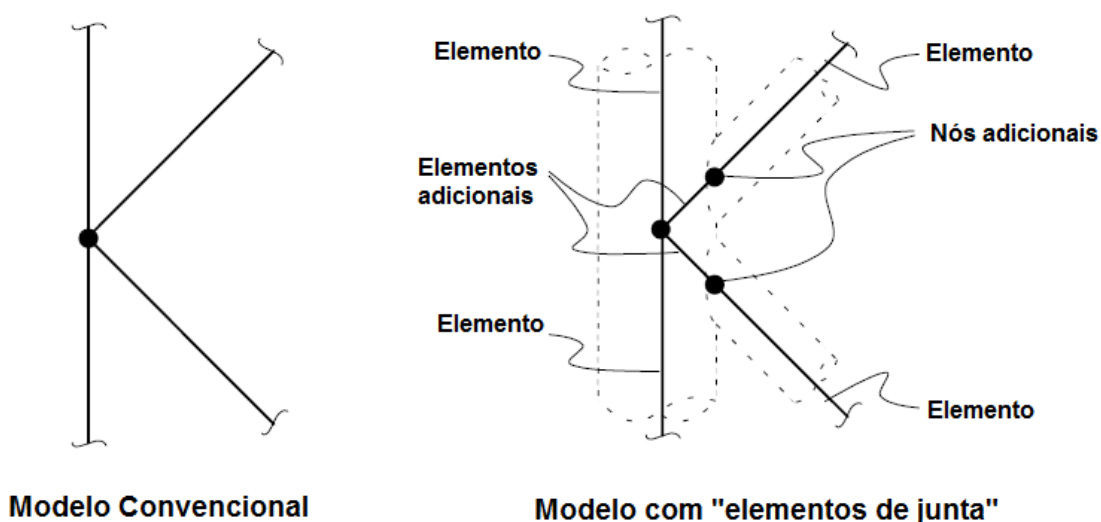
**Figura 29** . Ilustração do método para avaliação da relação força-deslocamento axial de uma junta híbrida (25%X, 75%Y) em comparação com modelos numéricos utilizando o MEF (DIER *et al.*, 2000).

## ACOPLAMENTO ENTRE AS RELAÇÕES FORÇA-DESLOCAMENTO

Para considerar o acoplamento entre as relações força-deslocamento ( $P - \delta$  e  $M - \theta$ ), DIER *et al.* (2000) utilizaram cinco estratégias diferentes, a partir de uma lista de possíveis abordagens. Dessa forma, puderam avaliar o grau de convergência entre os resultados encontrados para selecionar o método de maior compatibilidade com o trabalho realizado. São elas:

1. Molas  $P - \delta$  e  $M - \theta$ .
2. Superfícies de plasticidade (Teoria da Plasticidade).
3. Modelagem por faixas ou fibras (Relações  $\sigma - \varepsilon$ ).
4. Modelagem geral utilizando o MEF.
5. Modelagem baseada na teoria elástica de cascas.

A descrição detalhada de cada método pode ser encontrada em Dier *et al.*, (2000). Para os três primeiros, o comportamento das juntas tubulares é inserido na análise de estruturas reticulares através da inclusão de elementos de dois nós, adicionais, posicionados entre a linha de centro e a parede do *chord* (Figura 30). As propriedades destes “elementos de junta” são definidas a partir das formulações de força-deslocamento descritas pelas equações 2.32 e 2.33.



**Figura 30** . Representação esquemática do modelo para a análise de juntas tubulares inserido em estruturas reticulares (DIER *et al.*, 2000).

Já os dois últimos métodos foram utilizados para atribuir completude a essa etapa da pesquisa, servindo como base numérica para comparação dos resultados. A avaliação da eficiência de cada abordagem é apresentada de forma sucinta na tabela 5, de acordo com critérios definidos pelos pesquisadores. De modo geral, os dois primeiros métodos satisfizeram os requisitos de funcionalidade para a implementação em um módulo computacional de análise de estruturas reticulares.

A modelagem com molas ou superfícies de plasticidade possibilita a geração de relações força-deslocamento diretamente a partir do modelo numérico. Por outro lado, a modelagem por faixas ou fibras requer cálculos adicionais para levar em conta curvas individuais tensão-deformação ( $\sigma - \varepsilon$ ) que, posteriormente, devem ser incorporadas às formulações  $P - \delta$  e  $M - \theta$ .

Por fim, o método de análise utilizando superfícies de plasticidade, capazes de acoplar os efeitos das relações  $P - \delta$  e  $M - \theta$ , foi considerado por Dier *et al.* (2000) como o mais eficiente e adequado para fins de modelagem prática, principalmente devido à sua versatilidade frente às interações entre os diversos modos de carregamento que podem atuar nas juntas tubulares.

<b>Critério Avaliado</b>	<b>Molas <math>P - \delta</math> e <math>M - \theta</math></b>	<b>Superfície de Plasticidade</b>	<b>Modelo de Faixas</b>	<b>MEF</b>	<b>Teoria Elástica de Casca</b>
Generalização	0	0	0	+	+
Classificação das juntas	0	0	0	+	+
Calibragem numérico-experimental	+	+	0	+	+
Carregamentos individuais nos <i>braces</i>	+	+	+	+	+
Interação entre os carregamentos nos <i>braces</i>	0	+	0	+	+
Efeitos devidos à carga atuante no <i>chord</i>	+	+	+	+	N/D
Modos de falha	0	0	+	0	N/D
Dados de entrada requeridos	+	+	+	+	+
Estabilidade numérica	0	0	+	+	+
Facilidade de implementação computacional	+	+	0	+	+

**Tabela 5 .** Critérios e avaliação dos métodos para implementação computacional do acoplamento entre as relações força-deslocamento (DIER *et al.*, 2000).



sendo:

+ = Bom

0 = Regular

- = Ruim

O uso de molas para descrever o comportamento das juntas tubulares já havia sido introduzido por Buitrago *et al.* (1993). Naquele momento, contudo, a dificuldade maior residia em descrever a transição não linear do regime elástico para o regime plástico, de acordo com a concomitância dos esforços atuantes nos *braces* das juntas. O tratamento dado a este problema por Dier *et al.*, (2000), baseado na Teoria da Plasticidade, apresentou resultados bastante próximos àqueles obtidos experimentalmente.

A proposta e o trabalho desenvolvido por estes pesquisadores resultou em um robusto conjunto de algoritmos, que foram implantados na ferramenta numérica utilizada nas análises realizadas para a presente dissertação. O módulo *MSLJOINT* presente no programa *USFOS* considera diversos critérios de análise que podem ser definidos pelo usuário, particularmente aqueles conhecedores da teoria aqui referenciada.

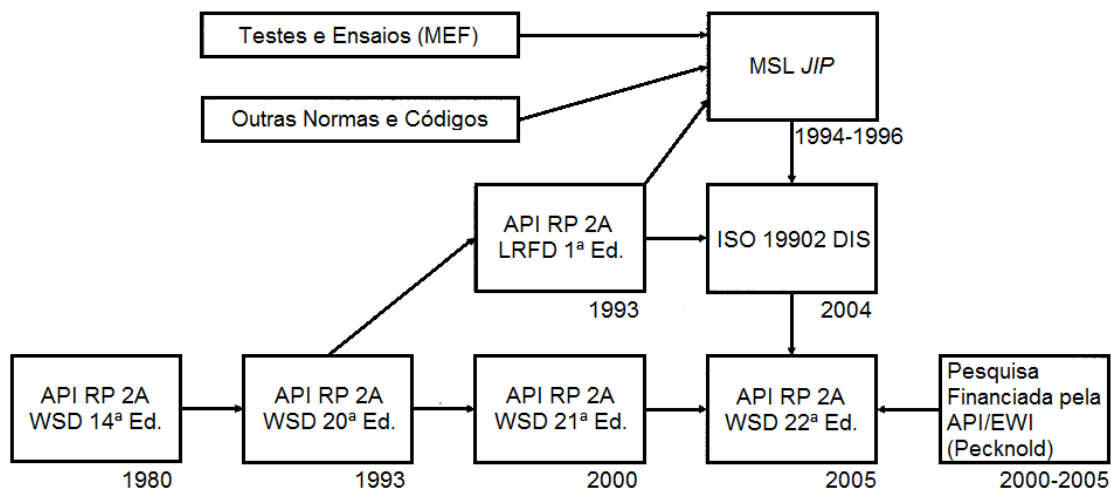
### 2.3.3. RESISTÊNCIA LIMITE

Em todo o mundo, incontáveis experimentos e trabalhos científicos já foram realizados, com o objetivo de determinar a capacidade resistente limite de juntas tubulares. Os mais relevantes estão dispostos no esquema apresentado na figura 31. Em sua maioria, estuda-se a ação de cada tipo de carregamento separadamente, *i.e.* força axial e momentos fletores no plano e fora do plano da junta. Contudo, como afirmam Skallerud e Amdahl (2009), o número de parâmetros envolvidos é muito grande, o que não permite o uso de técnicas simplistas de análise.

Enquanto membros tubulares têm como parâmetros geométricos apenas seus diâmetro externo e espessura de parede, juntas tubulares possuem uma série de elementos que se relacionam através das constantes adimensionais  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\theta$  e  $g$ , como já explicado. Isso sem mencionar a possibilidade de existirem enrijecedores, anéis e outros componentes acessórios.

O trabalho conduzido pela *MSL Engineering* (DIER *et al.*, 2000) serviu como base para as formulações apresentadas pelas principais normas técnicas internacionais que versam sobre estruturas fixas *offshore*, *e.g.* API RP 2A-WSD (2007) e NORSOK N-004 (2004). Além disso, Dier (2005) afirma que o desenvolvimento da norma ISO 19902 (2007)

motivou a comunidade científica a compartilhar informações disponíveis nos mais ricos bancos de dados, para juntar forças na elaboração de métodos e parâmetros mais precisos, especialmente necessários e relevantes na avaliação de estruturas antigas ainda em operação.



**Figura 31** . Histórico sucinto do desenvolvimento tecnológico sobre juntas tubulares (adaptado de DIER, 2005).

Fundamentalmente, as equações que descrevem a capacidade resistente das juntas tubulares simples, sem enrijecedores, diafragmas e não cimentadas, é a mesma em todos os códigos:

$$N_{Rd} = Q_u Q_f \frac{F_y T^2}{F. S. \text{sen}(\theta)} \quad (2.53)$$

$$M_{Rd} = Q_u Q_f \frac{F_y T^2 d}{F. S. \text{sen}(\theta)} \quad (2.54)$$

onde:

- $N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$  são as capacidades resistentes de projeto para forças axiais e momentos fletores, respectivamente.
- $Q_u$  representa o parâmetro básico de resistência das juntas tubulares.
- $Q_f$  representa o fator de carregamento do *chord*.
- $F_y$  representa a tensão de escoamento do material constituinte do *chord*.
- $T$  é a espessura de parede do *chord*.

- $d$  é o diâmetro do *brace*.
- $\theta$  é o ângulo formado entre os eixos do *brace* e do *chord*.
- F. S. é o fator de segurança de projeto, sempre maior do que a unidade.

O parâmetro básico de resistência  $Q_u$  é descrito por equações matemáticas bastante sofisticadas, semi-empíricas, razoavelmente complexas para serem deduzidas e elaboradas em função dos parâmetros geométricos adimensionais das juntas. Além disso, dependendo do padrão de carregamentos atuantes, o modo de falha de uma junta tubular pode variar.

Uma junta tubular pode falhar por puncionamento<sup>13</sup>, flambagem local de um ou mais *braces*, deformações excessivas ou fratura. Dessa forma, as equações 2.53 e 2.54 podem representar um determinado limite de carregamento (máxima compressão no *brace*) ou de deformação (trincas devido a tensões de tração) (SKALLERUD e AMDAHL, 2009).

### 2.3.3.1. DIER *et al.* (2000) – MSL JIP

A partir dos ensaios experimentais conduzidos pela *MSL Engineering* (DIER *et al.*, 2000), desenvolveu-se um conjunto de equações calibradas com base em um rico banco de dados. Tais equações são válidas para os seguintes intervalos dos parâmetros geométricos que descrevem uma junta tubular:

$$\gamma \in [10 ; 50]$$

$$\beta \in [0, 2 ; 1, 0]$$

$$\theta \in [30^\circ ; 90^\circ]$$

$$\tau \leq 1$$

$$f_y \leq 500\text{MPa}$$

Ainda, o trabalho desses pesquisadores considera a possibilidade de avaliação da resistência de juntas tubulares frente a três critérios de ruptura, que são:

- **Resistência limite média:** representa a capacidade limite média estatisticamente determinada a partir dos dados disponíveis. Simplificadamente, é a carga com maior probabilidade de falha.

---

<sup>13</sup> Modo de falha em que um ou mais *braces* de uma junta tubular perfuram a parede do *chord*.

- **Resistência limite característica:** baseada nos mesmos dados estatísticos, mas, como explícito no nome, tem seu valor reduzido para considerar o desvio padrão amostral.
- **Resistência limite característica frente ao surgimento da primeira trinca:** na maioria dos casos, esse valor é semelhante ao obtido através da resistência limite média. Contudo, pode ser consideravelmente reduzido em situações onde seja necessário considerar o efeito degradante de carregamentos cíclicos.

As tabelas 6, 7 e 8, a seguir, apresentam os parâmetros básicos de resistência de juntas tubulares, de acordo com os três critérios de ruptura definidos:

Classificação	Ação Atuante no <i>Brace</i> da Junta			
	Tração Axial	Compressão Axial	Flexão no plano	Flexão fora do plano
<b>K</b>	$1,3(1,9+19\beta)Q_{\beta}^{0,5}Q_gQ_{yy}$	$1,3(1,9+19\beta)Q_{\beta}^{0,5}Q_gQ_{yy}$	$5,5\beta\gamma^{0,5}$	$4,2\gamma^{0,5}\beta^2$
<b>Y</b>	$42,3\beta+17,6$	$1,27(1,9 + 19\beta)Q_{\beta}^{0,5}$	$5,5\beta\gamma^{0,5}$	$4,2\gamma^{0,5}\beta^2$
<b>X</b>	$(37,3\beta) + 6,6$ para $\beta \leq 0,9$ $40 + (\beta - 0,9)(37,6\gamma - 364)$ para $\beta > 0,9$	$1,16(2,8 + 14\beta)Q_{\beta}^{0,5}$	$5,5\beta\gamma^{0,5}$	$4,2\gamma^{0,5}\beta^2$

**Tabela 6 .** Parâmetros básicos  $Q_u$  para o critério de ruptura da resistência limite média (DIER *et al.*, 2000).

Classificação	Ação Atuante no <i>Brace</i> da Junta			
	Tração Axial	Compressão Axial	Flexão no plano	Flexão fora do plano
<b>K</b>	$(1,9+19\beta)Q_{\beta}^{0,5}Q_gQ_{yy}$	$(1,9+19\beta)Q_{\beta}^{0,5}Q_gQ_{yy}$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$
<b>Y</b>	$42\beta - 4,1$	$(1,9 + 19\beta)Q_{\beta}^{0,5}$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$
<b>X</b>	$41\beta - 2,2$ para $\beta \leq 0,9$ $35 + (\beta - 0,9)(32\gamma - 285)$ para $\beta > 0,9$	$(2,8 + 14\beta)Q_{\beta}$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$

**Tabela 7 .** Parâmetros básicos  $Q_u$  para o critério de ruptura da resistência limite característica (DIER *et al.*, 2000).

Classificação	Ação Atuante no <i>Brace</i> da Junta			
	Tração Axial	Compressão Axial	Flexão no plano	Flexão fora do plano
<b>K</b>	$(1,9+19\beta)Q_\beta^{0,5}Q_gQ_{yy}$	$(1,9+19\beta)Q_\beta^{0,5}Q_gQ_{yy}$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$
<b>Y</b>	$30\beta$	$(1,9 + 19\beta)Q_\beta^{0,5}$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$
<b>X</b>	$23\beta$ para $\beta \leq 0,9$ $21 + (\beta - 0,9)(17\gamma - 220)$ para $\beta > 0,9$	$(2,8 + 14\beta)Q_\beta$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$

**Tabela 8 .** Parâmetros básicos  $Q_u$  para o critério de ruptura da resistência limite frente ao surgimento da primeira trinca (DIER *et al.*, 2000).

sendo:

$$Q_\beta = \frac{0,3}{\beta - (1 - 0,8333\beta)} ; \beta > 0,6 \quad (2.55)$$

$$Q_\beta = 1 ; \beta \leq 0,6 \quad (2.56)$$

e

$$Q_g = 1,9 - \left(\frac{g}{D}\right)^{0,5} ; \frac{g}{D} \geq 2 ; Q_g \geq 1 \quad (2.57)$$

$$Q_g = 0,13 - 0,65\phi\gamma^{0,5} ; \frac{g}{D} \leq -2 \quad (2.58)$$

e

$$\phi = \frac{tf_y}{TF_y} \quad (2.59)$$

e

$$Q_{yy} = \frac{110^\circ + 4\theta_c - \theta_t}{200^\circ} ; \theta_t > 4\theta_c - 90^\circ \quad (2.60)$$

onde:

- **D** é o diâmetro externo do *chord*.
- **f<sub>y</sub>** representa a tensão de escoamento do material constituinte do *brace*.
- **F<sub>y</sub>** representa a tensão de escoamento do material constituinte do *chord*.
- **θ<sub>t</sub>** e **θ<sub>c</sub>** são os ângulos formados entre o *brace* tracionado e o *brace* comprimido com o *chord*, respectivamente.

- $Q_\beta$  é um parâmetro geométrico da junta tubular.
- $Q_g$  é o fator de *gap* da junta tubular.
- $Q_{yy}$  é o fator de correção do ângulo formado entre os *braces* e o *chord*.

O fator de *gap* pode ser determinado a partir de interpolação linear entre os limitantes (intervalo fechado) definidos abaixo:

$$-2 \leq \frac{g}{T} \leq 2$$

Por fim, adicionalmente, para que não ocorra a falha de uma junta tubular, a seguinte equação de interação entre os esforços axiais e de flexão no plano e fora do plano da junta deve ser atendida:

$$\left| \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right| + \left( \frac{M_{Sd,I}}{M_{Rd,I}} \right)^2 + \left( \frac{M_{Sd,O}}{M_{Rd,O}} \right)^2 \leq 1 \quad (2.61)$$

onde:

- $N_{Sd}$  é a força axial de cálculo que atua em um *brace*.
- $N_{Rd}$  é a resistência axial de uma junta tubular.
- $M_{Sd,I}$  e  $M_{Sd,O}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo para flexão no plano e fora do plano da junta, respectivamente.
- $M_{Rd,I}$  e  $M_{Rd,O}$  são as resistências à flexão no plano e fora do plano da junta, respectivamente.

Basicamente, as mais importantes normas técnicas internacionais utilizam a formulação introduzida por Dier *et al.* (2000). As diferenças entre as várias publicações estão nos cálculos para obtenção dos parâmetros  $Q_u$  e  $Q_f$ .

Em relação ao primeiro parâmetro, com exceção da norma NORSOK N-004 (2004), que utiliza *ipsis litteris* os termos dispostos nessa seção, as normas API RP 2A-WSD (2007), API RP 2A-LRFD<sup>14</sup> (1993) e ISO 19902 (2007) propõem que tal coeficiente seja obtido através das equações apresentadas na tabela 9, a seguir:

<sup>14</sup> A norma API RP 2A-LRFD (1993) – *Load and Resistance Factor Design*, cujos preceitos se apoiam no método dos Estados Limites Últimos (ELU), não foi bem aceita nos E.U.A desde o seu lançamento e não há registros de qualquer plataforma projetada com base em suas recomendações, apesar de ter adquirido boa aceitação na Europa até ser suprimida pela norma ISO 19902 (2007) (MANGIAVACCHI *et al.*, 2005).

Ação	Classificação	Norma Internacional		
		API RP 2A-WSD (2007)	API RP 2A-LRFD (1993)	ISO 19902 (2007)
Tração Axial	K	$(16 + 1,2\gamma)\beta^{1,2}Q_g$ não maior que $40\beta^{1,2}Q_g$	$(3,4+19\beta)Q_g$	$(1,9+19\beta)Q_\beta^{0,5}Q_g$
	Y	$30\beta$	$3,4+19\beta$	$30\beta$
	X	$23\beta$ para $\beta \leq 0,9$ $20,7 + (\beta - 0,9)(17\gamma - 220)$ para $\beta > 0,9$	$3,4+19\beta$	$23\beta$ para $\beta \leq 0,9$ $21 + (\beta - 0,9)(17\gamma - 220)$ para $\beta > 0,9$
Compressão Axial	K	$(16 + 1,2\gamma)\beta^{1,2}Q_g$ não maior que $40\beta^{1,2}Q_g$	$(3,4+19\beta)Q_g$	$(1,9+19\beta)Q_\beta^{0,5}Q_g$
	Y	$2,8 + (20 + 0,8\gamma)\beta^{1,6}$ não maior que $2,8 + 36\beta^{1,6}$	$3,4+19\beta$	$(1,9 + 19\beta)Q_\beta^{0,5}$
	X	$[2,8 + (12 + 0,1\gamma)\beta]Q_\beta$	$3,4+19\beta$	$[2,8 + (12 + 0,1\gamma)\beta]Q_\beta$
Flexão no plano	K	$(5 + 0,7\gamma)\beta^{1,2}$	$3,4+19\beta$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$
	Y	$(5 + 0,7\gamma)\beta^{1,2}$	$3,4+19\beta$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$
	X	$(5 + 0,7\gamma)\beta^{1,2}$	$3,4+19\beta$	$4,5\beta\gamma^{0,5}$
Flexão fora do plano	K	$2,5 + (4,5 + 0,2\gamma)\beta^{2,6}$	$(3,4+7\beta)Q_\beta$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$
	Y	$2,5 + (4,5 + 0,2\gamma)\beta^{2,6}$	$(3,4+7\beta)Q_\beta$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$
	X	$2,5 + (4,5 + 0,2\gamma)\beta^{2,6}$	$(3,4+7\beta)Q_\beta$	$3,2\gamma^{0,5}\beta^2$

**Tabela 9 .** Parâmetros básicos de resistência  $Q_u$  definidos pelas mais utilizadas normas técnicas internacionais.

Já em relação ao parâmetro de carregamento do *chord* das juntas, as normas diferem, fundamentalmente, nos valores atribuídos aos coeficientes  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ , tendo como base aqueles dispostos na tabela 3. As formulações são detalhadamente apresentadas em cada referência citada nessa seção da presente dissertação.

Em termos práticos, as tabelas 10 e 11, associadas às figuras 32 e 33, respectivamente, apresentam duas comparações entre as resistências para juntas tubulares obtidas com base nas formulações propostas por Dier *et al.* (2000) e com a aplicação das fórmulas propostas pelas normas API RP 2A-WSD (2007), NORSOK N-004 (2004) e ISO 19902 (2007).

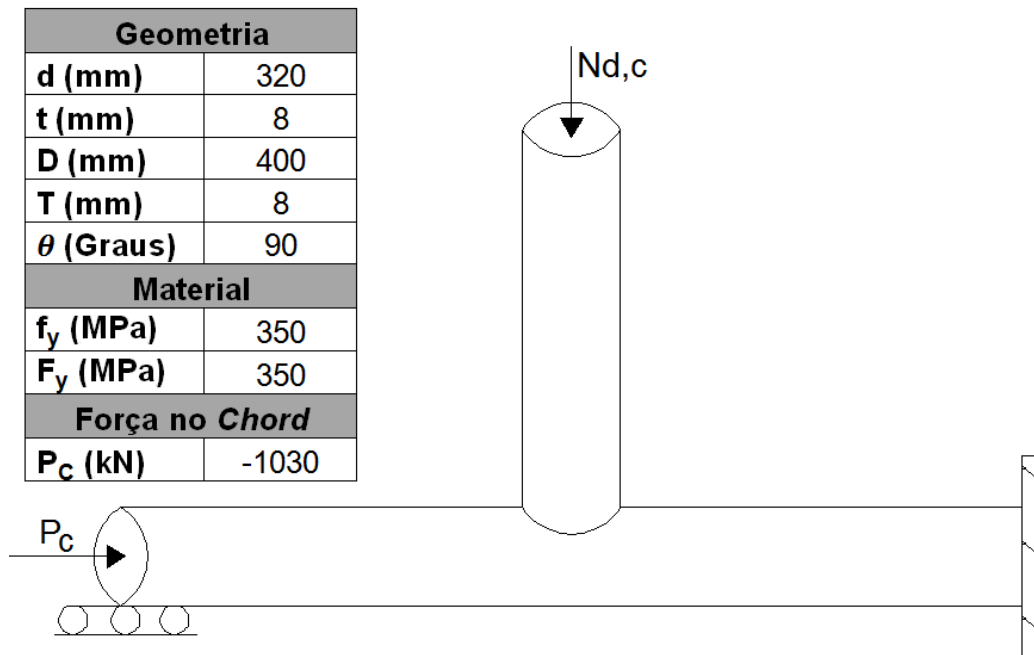


Figura 32 . Junta simples do tipo T, considerando  $\beta = 0,8$  e  $\gamma = 25$  (SINTEF, 2001).

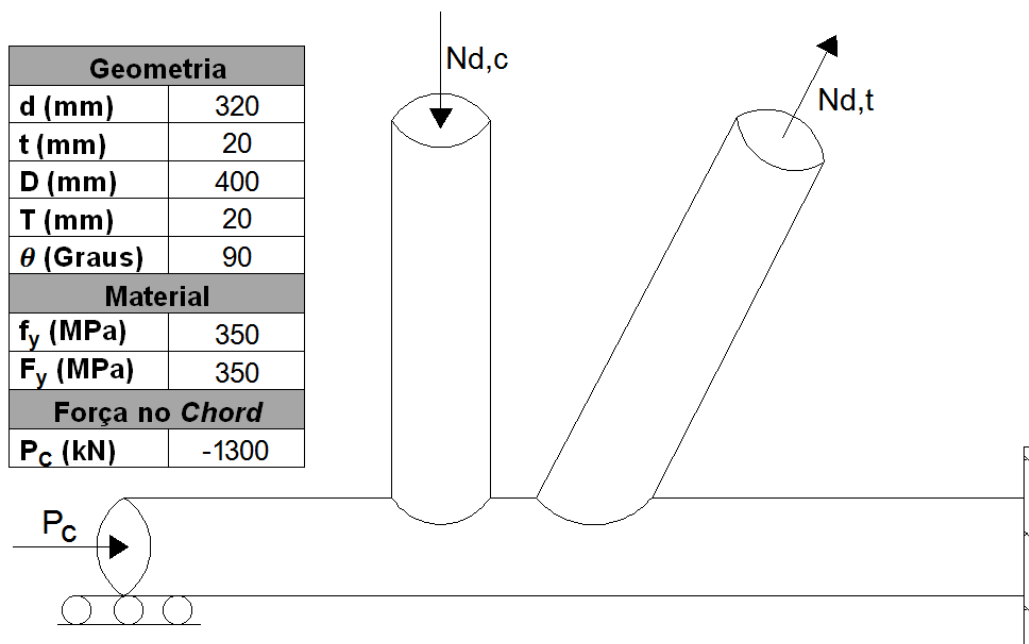


Figura 33 . Junta simples do tipo K, considerando  $\beta = 0,8$  ;  $\gamma = 10 e^{\frac{\log}{1}} = 2,5$  (SINTEF, 2001).



Carregamento		Formulação para Cálculo da Resistência de Juntas Tubulares – Junta T					
		MSL Médio	MSL Característico	MSL Primeira Trinca	NORSOK N-004 (2004)	ISO 19902 (2007)	API RP 2A-WSD (2007)
Compressão (kN)	$N_{Rd,C}$	515,80	406,10	406,10	406,10	406,10	627,00
	$Q_f$	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,82
	$Q_f N_{Rd,C}$	474,54	373,61	373,61	373,61	373,61	514,14
Tração (kN)	$N_{Rd,T}$	1.152,00	660,80	537,60	537,60	537,60	537,60
	$Q_f$	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,82
	$Q_f N_{Rd,T}$	1.059,84	607,94	494,59	494,59	494,59	440,83
Flexão no plano (kN.m)	$M_{Rd,I}$	157,70	129,00	129,00	129,00	129,00	123,40
	$Q_f$	0,84	0,84	0,84	0,86	0,84	0,89
	$Q_f M_{Rd,I}$	132,47	108,36	108,36	110,94	108,36	109,83
Flexão fora do plano (kN.m)	$M_{Rd,O}$	84,33	64,25	64,25	64,25	64,25	56,04
	$Q_f$	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,89
	$Q_f M_{Rd,O}$	78,43	59,75	59,75	59,75	59,75	49,88

Tabela 10 . Cálculo da resistência da junta tubular definida na figura 32, segundo diferentes formulações (SINTEF, 2001).

Carregamento		Formulação para Cálculo da Resistência de Juntas Tubulares – Junta K					
		MSL Médio	MSL Característico	MSL Primeira Trinca	NORSOK N-004 (2004)	ISO 19902 (2007)	API RP 2A-WSD (2007)
Compressão (kN)	$N_{Rd,C}$	5.103,00	3.925,00	3.925,00	3.925,00	3.925,00	3.164,00
	$Q_f$	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,96
	$Q_f N_{Rd,C}$	5.051,97	3.885,75	3.885,75	3.885,75	3.885,75	3.037,44
Tração (kN)	$N_{Rd,T}$	5.103,00	3.925,00	3.925,00	3.925,00	3.925,00	3.164,00
	$Q_f$	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,96
	$Q_f N_{Rd,T}$	5.051,97	3.885,75	3.885,75	3.885,75	3.885,75	3.037,44
Flexão no plano (kN.m)	$M_{Rd,I}$	623,30	510,00	510,00	510,00	510,00	411,30
	$Q_f$	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,96
	$Q_f M_{Rd,I}$	604,60	494,70	494,70	494,70	494,70	394,85
Flexão fora do plano (kN.m)	$M_{Rd,O}$	393,10	299,50	299,50	299,50	299,50	275,00
	$Q_f$	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,96
	$Q_f M_{Rd,O}$	78,43	59,75	59,75	59,75	59,75	49,88

Tabela 11 . Cálculo da resistência da junta tubular definida na figura 33, segundo diferentes formulações (SINTEF, 2001).

## 2.4. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

### 2.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A estrutura de uma jaqueta é fixada ao leito marinho, preferencialmente, por meio de estacas. O propósito desses elementos é transmitir ao solo os esforços axiais, fundamentalmente oriundos das cargas permanentes. Ainda, o sistema de estacas deve prover resistência contra os momentos de tombamento e as forças de cisalhamento que podem atuar na base da plataforma, devido às ações de fenômenos como ondas, ventos e correntes.

Os esforços axiais são resistidos por forças de atrito interno e externo, mobilizadas ao longo do fuste da estaca, aliadas à pressão de ponta atuante em seu espaço anular, quando não há formação de bucha<sup>15</sup>. Alternativamente, pode-se considerar a resistência de ponta de uma estaca atuando na totalidade de sua seção transversal, quando há formação de bucha, porém, neste caso, o atrito interno não será mobilizado (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Os modos de falha mais comuns para as fundações de uma plataforma fixa são: o arrancamento das estacas devido às forças axiais de tração, o puncionamento do maciço devido às forças axiais de compressão e a flexão excessiva das estacas devido à capacidade resistente lateral insuficiente do solo. Velloso e Lopes (2002) afirmam que a ocorrência ou não dessas falhas depende de uma série de fatores como: natureza do solo, tipo de solicitação (estática, cíclica, etc.) e rigidez das estacas (geometria e módulo de elasticidade do material que as constitui).

Um ponto fundamental no estudo do comportamento estrutural de uma jaqueta está, portanto, na representação da reação do solo, ou seja, como uma estaca transfere os carregamentos nela atuantes para o maciço que a envolve. Nesse ponto, as principais normas técnicas internacionais são rígidas ao tratar como imprescindível a consideração da influência da interação solo-estrutura na avaliação das plataformas fixas *offshore*:

(...) No mínimo, o procedimento utilizado deve estimular propriamente o comportamento não linear do solo e garantir a compatibilidade *força-deformação* entre a estrutura e o sistema solo-estaca. (API RP 2A-WSD (2007), p.61)

(...) o comportamento não linear da interação estrutura-fundação deve ser estudado. Para fundações sobre estacas, os comportamentos não lineares

---

<sup>15</sup> Ao se cravar uma estaca de ponta aberta, o solo que se acumula em seu interior forma um *plug*, ou bucha, que altera o seu comportamento, tornando-o semelhante ao de uma estaca de ponta fechada (GHILARDI, 2005).

axial e lateral dos suportes solo-estaca devem ser explicitamente modelados, a fim de garantir a compatibilidade entre as relações *força-deformação* da estrutura e do sistema solo-estacas. (...) (ISO 19902 (2007), p.24)

O comportamento não linear do sistema solo-fundação, axial e lateral, deve ser explicitamente modelado para garantir a compatibilidade *força-deformação* entre a estrutura e o sistema solo-fundação. (NORSOK N-004 (2004), p.155)

Velloso e Lopes (2002) explicam que há duas formas clássicas de se representar o solo: a primeira é uma extensão da hipótese de Winkler, na qual o maciço é substituído por molas independentes entre si. Outra possibilidade é considerar o solo como um meio contínuo, onde se tem a representação de cada camada através de parâmetros associados às suas propriedades físicas e mecânicas. Esta opção, contudo, demanda considerável esforço numérico e, por isso, dificilmente é adotada na prática corrente.

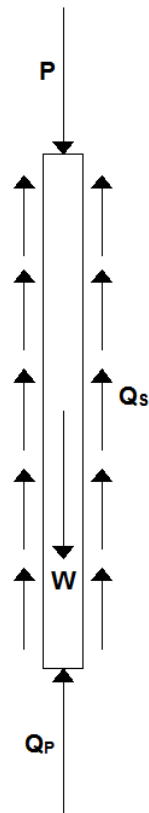
Numa forma mais elaborada, mas ainda dentro da filosofia da hipótese de Winkler, a técnica mais utilizada atualmente pela indústria consiste no emprego de molas com comportamento não linear. Essas molas são definidas a partir de relações conhecidas como “curvas p-y”, através das quais a reação do solo é modelada até o ponto de ruptura. As características que definem o comportamento do maciço são, então, representadas através de três curvas adimensionais: p-y, t-z e Q-z, que descrevem matematicamente suas resistências lateral e vertical, para atrito lateral e ponta, respectivamente. As curvas p-y são recomendadas pelas principais normas técnicas vigentes, e.g. API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007), normalmente definidas para solos coesivos e não coesivos, separadamente.

A norma ISO 19902 (2007) esclarece que tal abordagem para o estudo do comportamento das fundações de uma plataforma fixa não representa, necessariamente, o estado-da-arte ou a melhor técnica atualmente disponível. Trata-se, porém, de um método amplamente conhecido na indústria *offshore*, cuja vantagem está em utilizar poucos, mas facilmente determináveis, parâmetros de resistência do solo, há tempos amplamente discutidos na literatura técnica internacional.

Por fim, é importante conhecer a recomendação dessa mesma norma ISO 19902 (2007) sobre o uso de valores médios em oposição ao uso de valores característicos, para definir as propriedades do solo objetivando realizar uma análise não linear. Se o colapso da plataforma for conduzido fundamentalmente pelo sistema de fundação, então deverão ser utilizados os valores característicos para, de maneira conservadora, estipular o limitante inferior do problema.

## 2.4.2. RESISTÊNCIA VERTICAL DO SOLO (CURVAS t-z e Q-z)

A figura 34, a seguir, é uma representação do sistema resistente de uma estaca isolada carregada axialmente:



**Figura 34** . Sistema resistente de uma estaca isolada carregada axialmente.

O equilíbrio do sistema mostrado pela figura 34 é obtido através da seguinte equação matemática, que define a capacidade de carga vertical limite de uma estaca isolada:

$$P = Q_p + Q_s - W \quad (2.62)$$

onde:

- **P** é a força axial que atua no topo da estaca.
- **Q<sub>p</sub>** é resistência de ponta da estaca.
- **Q<sub>s</sub>** é a resistência por atrito lateral entre a estaca e o solo.
- **W** é o peso próprio da estaca.

Para a maioria das aplicações práticas, a magnitude de  $W$  é pequena em relação às incertezas dos valores de  $Q_p$  e  $Q_s$  calculados. Por isso, normalmente, esse termo pode ser negligenciado. Contudo, em instalações *offshore*, o peso próprio das estacas pode ser significativo e, como recomendado pela norma API RP 2A-WSD (2007), deve ser computado juntamente com o empuxo hidrostático aliviador atuante.

A mesma norma API RP 2A-WSD (2007) apresenta uma importante observação sobre a concomitância dos termos que compõem a equação 2.62. Para tal relação matemática, assume-se que o máximo atrito lateral mobilizado e a máxima pressão na ponta da estaca acontecerão simultaneamente, quando, na realidade, para a grande maioria dos casos isso não ocorrerá. Dessa forma, a resistência obtida através da equação 2.63 pode ser razoavelmente superior ao valor real.

#### 2.4.2.1. ATRITO LATERAL E RESISTÊNCIA DE PONTA EM SOLOS COESIVOS

A resistência dos solos argilosos é função do grau de saturação e do tempo de drenagem. Antes da cravação de uma estaca, esse parâmetro varia, fundamentalmente, com a profundidade em relação à superfície do terreno. Ao se introduzir tal elemento, porém, todo o solo adjacente é amolgado e a resistência da argila passa, assim, a variar também com o raio (Figura 35) (VALENZUELA, 1980).

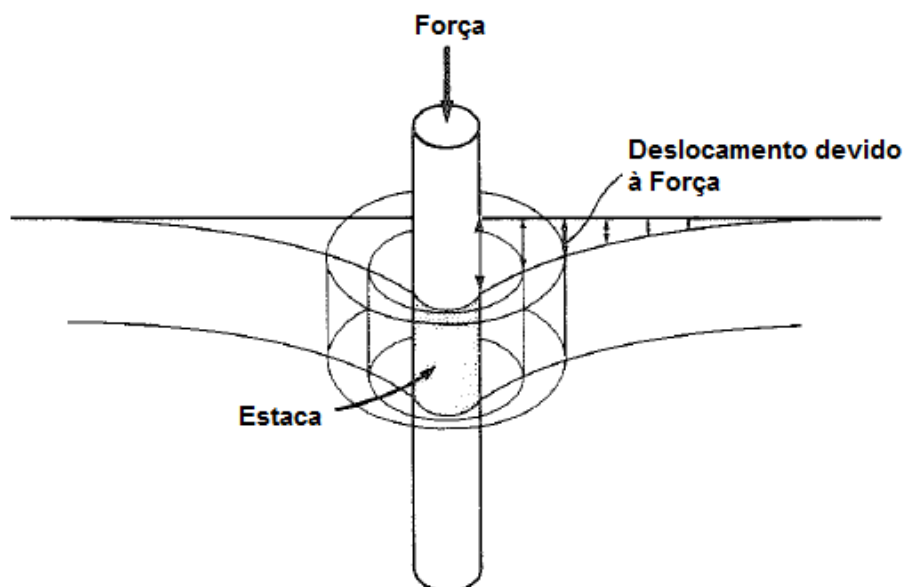


Figura 35 . Representação esquemática da interação solo-estaca em meios coesivos (KRAFT *et al.*, 1981).

Valenzuela (1980) explica que, ao se cravar uma estaca em meio argiloso, o solo é consolidado sob a influência daquele solo amolgado e o estado de tensões original da argila é modificado. Ainda, esse estado de tensões é alterado novamente a partir do momento em que a estaca é carregada.

Nos termos da norma ISO 19902 (2007), durante a cravação de uma estaca em argilas pouco ou medianamente sobre-adensadas, o solo ao redor da estaca é significativamente perturbado, seu estado de tensões é alterado e pode haver um aumento considerável da poro-pressão no maciço. Após o término do processo de instalação, o excesso de poro-pressão começa a ser dissipado, *i.e.* a massa de solo ao redor da estaca começa a consolidar, aumentando, assim, a capacidade de carga da estaca com o tempo<sup>16</sup>.

Pelas razões expostas, a análise do comportamento estrutural das estacas em meios argilosos deveria ser feita com base em curvas de resistência elaboradas a partir de ensaios feitos com solos amolgados (VALENZUELA, 1980). Contudo, há dificuldades de ordem prática na realização de procedimentos desse tipo. Destarte, a seguinte equação matemática é utilizada para determinar a resistência lateral  $Q_S$  em meios coesivos:

$$Q_S = \int_0^l \alpha c_u dA_S \quad (2.63)$$

onde:

- $l$  é o comprimento da estaca imerso no meio coesivo.
- $\alpha$  é um fator de correção adimensional.
- $c_u$  é a resistência não drenada da argila na camada de interesse.
- $A_S$  é a área lateral do fuste da estaca.

Segundo as normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007), o fator de correção adimensional, é função da pressão vertical efetiva atuante na camada de interesse, e pode ser obtido como segue:

$$\alpha = 0,5\Psi^{-0,5} \text{ para } \Psi \leq 1$$

$$\alpha = 0,5\Psi^{-0,25} \text{ para } \Psi > 1 \quad (2.64)$$

$$\alpha < 1$$

---

<sup>16</sup> Fenômeno conhecido pelo termo em inglês *set up*.

sendo:

$$\psi = \frac{c_u}{\sigma_0} \quad (2.65)$$

onde:

- $\sigma_0$  é a pressão vertical efetiva atuante na camada de interesse.

Em uma sucinta explanação, Velloso e Lopes (2002) descrevem o tratamento teórico para determinação do atrito lateral por unidade de comprimento ( $\tau_l$ ), como análogo ao utilizado para avaliar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Seu valor é, usualmente, composto por duas parcelas:

$$\tau_l = c_a + \sigma_h \tan \phi \quad (2.66)$$

onde:

- $c_a$  é a aderência entre a estaca e o solo.
- $\sigma_h$  é a pressão horizontal média na superfície lateral da estaca, na ruptura.
- $\phi$  é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Pela abordagem clássica de Meyerhof (apud VELLOSO & LOPES, 2002, p. 91), considerando solos argilosos saturados ( $\phi = 0$ ), bem como o processo de cravação de estacas tubulares metálicas, usualmente utilizadas na instalação de plataformas fixas *offshore*, a equação 2.66 pode ser simplificada para:

$$\tau_l = c_a = c_u \quad (2.67)$$

Velloso e Lopes (2002) ainda acrescentam, justificando a igualdade mostrada na equação 2.67, corroborando com o exposto anteriormente, que (p. 93):

Para estacas cravadas, a aderência, imediatamente após a cravação, corresponde à coesão da argila completamente amolgada, sem variação do teor de umidade; a redução da resistência ao cisalhamento é, sobretudo, importante no caso das argilas sensíveis. Todavia, após alguns meses, devido ao adensamento da argila, a aderência é recuperada e ultrapassa, às vezes, o valor da resistência ao cisalhamento original. Para uma estaca cravada em uma argila pouco sensível pode-se, então, tomar  $c_a = c_u$ , com um limite aproximado de 100 kN/m<sup>2</sup>.

A presença do parâmetro  $\alpha$  na equação 2.63 é explicada pelo fato da aderência entre a estaca e o solo, ou resistência lateral, crescer e atingir um valor próximo da resistência não drenada ao cisalhamento da argila. Isso levou os pesquisadores a correlacionar essas duas resistências através do emprego daquele fator de ajuste<sup>17</sup> (VELLOSO & LOPES, 2002).

Para determinação da resistência de ponta de estacas em solos coesivos, as normas API RP 2A-WSD (2007), ISO 19902 (2007) e NORSOK N-004 (2004) definem a seguinte equação:

$$Q_p = 9c_u A \quad (2.68)$$

onde:

- $A$  é a área da seção transversal na ponta estaca.
- $c_u$  é a resistência não drenada da argila na camada de interesse.

De acordo com a norma ISO 19902 (2007), para estacas sem bucha (abertas), considera-se a pressão de ponta atuando na parede anular do elemento, somente. No caso de estacas em que se considera a vedação da ponta, pode-se assumir a pressão atuante como sendo distribuída por toda a área da seção transversal (cheia).

O multiplicador (x9) na equação 2.68 representa o coeficiente de resistência limite para solos coesivos. Segundo Matlock (1970), esse coeficiente foi consideravelmente estudado por diferentes pesquisadores em diversos trabalhos. No consenso de toda a comunidade científica, até o momento, ficou estabelecido o valor nove para representar o fluxo de argila em volta de uma estaca cilíndrica, a uma profundidade razoavelmente distante da superfície do terreno.

Por fim, as normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) determinam que, para meios estratificados, a resistência de ponta em solos coesivos, com camadas adjacentes menos resistentes, pode ser determinada através da equação 2.68, desde que sejam respeitadas as seguintes condições:

- A estaca deve penetrar a camada em questão a uma profundidade de dois a três diâmetros, ou mais.
- A ponta da estaca deve estar, ao menos, três diâmetros acima da camada imediatamente abaixo, a fim de evitar o puncionamento desta.

---

<sup>17</sup> Chamado Método Alfa ou Enfoque em Tensões Totais (vide VELLOSO & LOPES, 2002).



## 2.4.2.2. ATRITO LATERAL E RESISTÊNCIA DE PONTA EM SOLOS NÃO COESIVOS

Diferentemente das argilas, o atrito lateral nas estacas imersas em solos não coesivos é, fundamentalmente, dependente da pressão vertical efetiva que atua em cada camada do maciço (VELLOSO & LOPES, 2002). A seguinte equação matemática é utilizada para determinar a resistência lateral  $Q_s$  em areias:

$$Q_s = \int_0^l \beta \sigma_0 \, dA_p \quad (2.69)$$

onde:

- $l$  é o comprimento da estaca imerso no meio não coesivo.
- $\beta$  é um fator de correção.
- $\sigma_0$  é a pressão vertical efetiva atuante na camada de interesse.
- $A_p$  é a área da seção transversal da estaca a ser considerada.

As normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) recomendam valores típicos para o parâmetro  $\beta$ , de acordo com a natureza do solo, conforme disposto na tabela 12:

Densidade Relativa	Classificação do Solo	$\beta$	$\beta \sigma_{0\text{Máx}}$ (kPa)
Muito fofa	Areia	Não aplicável	Não aplicável
Fofa	Areia		
Fofa	Areia siltosa		
Medianamente Compacta	Silte		
Compacta	Silte		
Medianamente Compacta	Areia siltosa	0,29	67
Medianamente Compacta	Areia	0,37	81
Compacta	Areia siltosa		
Compacta	Areia	0,46	96
Muito compacta	Areia siltosa		
Muito compacta	Areia	0,56	115

**Tabela 12** . Valores sugeridos para o parâmetro  $\beta$  e limites para a tensão de atrito lateral por unidade de comprimento de estacas em solos não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007).

Para estacas de grandes deslocamentos, *i.e.* estacas totalmente preenchidas com a ponta fechada, essas publicações recomendam um aumento de 25% dos valores propostos.

Ainda, deve-se observar que, para estacas longas, a tensão ao longo do fuste não aumenta proporcionalmente em relação à pressão vertical efetiva, como sugere a equação 2.69. Por isso, em alguns casos, é apropriado limitar essa tensão aos valores de  $\beta\sigma_0$  propostos na mesma tabela 12.

Mais além, as normas recomendam que sejam feitos ensaios de laboratório para a aferição mais adequada do parâmetro  $\beta$ , visto que é possível que os resultados das análises conduzidas com base nos valores propostos podem vir a ser não conservativas.

Agora, aplicando a equação 2.66 para solos granulares, considera-se:

$$c_a = 0$$

Ainda, a tensão horizontal média normal à superfície da estaca é, convencionalmente, relacionada com a pressão vertical efetiva através da seguinte expressão:

$$\sigma_h = K_s \sigma_0 \tan \phi \quad (2.70)$$

sendo:

$$\sigma_0 = \gamma_s H \quad (2.71)$$

onde:

- $K_s$  é o coeficiente de empuxo médio ao longo do fuste da estaca.
- $\sigma_0$  é a pressão vertical efetiva atuante na camada de interesse.
- $\gamma_s$  é o peso específico submerso do solo.
- $H$  é profundidade de interesse medida a partir da superfície do solo.
- $\phi$  é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Destarte, aplicando 2.70 e 2.71 em 2.66 obtém-se a seguinte equação para o atrito lateral por unidade de comprimento:

$$\tau_l = K_s \gamma_s H \tan \phi \quad (2.72)$$

A equação 2.72 é análoga àquela definida pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007), equação 2.69, considerando  $\beta = K_s \tan \phi$ . Assim, sua aplicabilidade se baseia na correta definição dos parâmetros que melhor se adequam ao solo em questão.

Ainda analisando a equação 2.72, pode-se pensar que o aumento da profundidade acarreta o aumento do atrito lateral por unidade de comprimento da estaca, como também sugere a equação 2.69. Contudo, Coyle e Sulaiman (1967) reiteram que o atrito lateral só aumenta até determinada profundidade, rasa, tornando-se constante a partir desse ponto. Concluindo, a aplicação da equação 2.69 para determinar o atrito lateral em qualquer profundidade não é razoável. Por isso nota-se a estratégia das normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) de limitar a tensão máxima atuante ao longo do fuste da estaca.

Para determinação da resistência de ponta de estacas em solos não coesivos, de forma análoga ao tratamento dado para estacas em solos argilosos, considera-se a seguinte relação matemática:

$$Q_p = N_q \sigma_0 A_p \quad (2.73)$$

onde:

- $N_q$  é o parâmetro adimensional de ajuste da resistência de ponta da estaca.

Os valores de  $N_q$  recomendados pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) são apresentados na tabela 13, a seguir. Tendo em vista que a capacidade resistente de ponta também é proporcional à pressão vertical efetiva do solo, é possível perceber, com base no anteriormente exposto, que se faz necessário limitar as tensões atuantes na ponta das estacas para grandes profundidades. Adicionalmente, a tabela 13 define esses limites, podendo ser utilizados em casos práticos de engenharia.

Densidade Relativa	Classificação do Solo	$N_q$	$N_q \sigma_{0_{Máx}}$ (MPa)
Muito fofa	Areia	Não aplicável	Não aplicável
Fofa	Areia		
Fofa	Areia siltosa		
Medianamente Compacta	Silte		
Compacta	Silte		
Medianamente Compacta	Areia siltosa	12	3
Medianamente Compacta	Areia	20	5
Compacta	Areia siltosa		
Compacta	Areia	40	10
Muito compacta	Areia siltosa		
Muito compacta	Areia	50	12

**Tabela 13** . Valores recomendados para o parâmetro adimensional de ajuste da resistência de ponta de estacas em solos não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007).

Para estacas submetidas a forças axiais de tração, estando elas em meios coesivos ou não coesivos, a capacidade limite frente ao arrancamento deverá ser menor ou igual, mas nunca maior do que a resistência lateral limite  $Q_s$ , dada pela equação 2.63 ou 2.69. Ainda, como recomendado pela norma API RP 2A-WDS (2007), o peso da estaca e da bucha, quando houver, além do empuxo hidrostático, deverão ser computados no cálculo da força de tração de projeto atuante.

Valenzuela (1980) explica que para estimar a capacidade axial de uma estaca é necessário utilizar formulações estáticas ou dinâmicas, subsidiadas por ensaios de campo em escala real. E dentre os métodos teóricos mais utilizados, o uso de curvas t-z e Q-z é o que melhor se apresenta aos engenheiros.

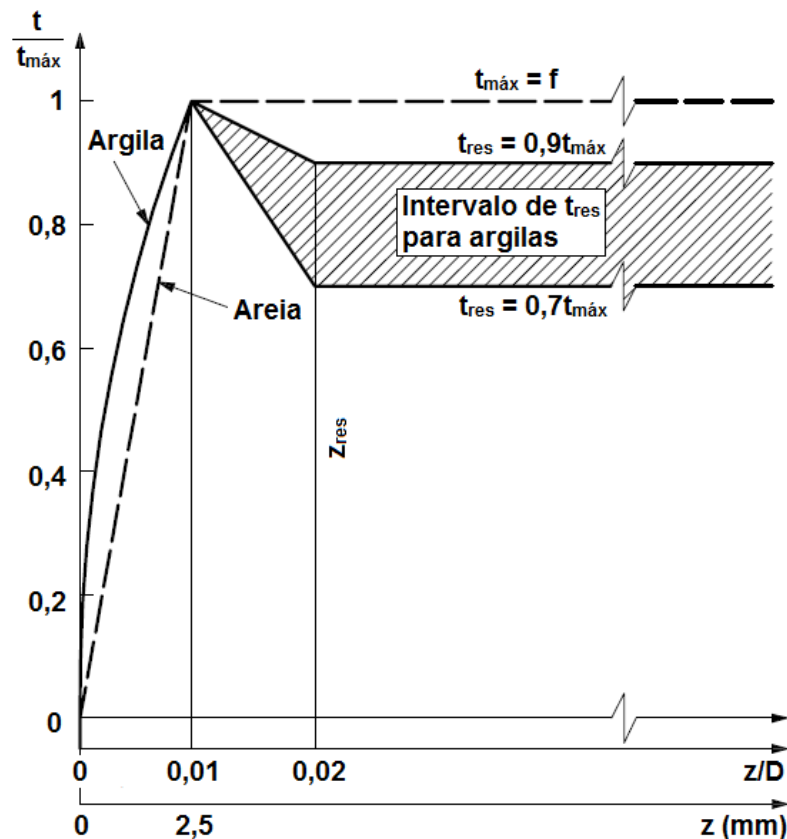
### 2.4.2.3. CURVAS t-z

Curvas t-z são instrumentos para avaliação do comportamento da resistência lateral de estacas em solos coesivos e não coesivos. Tratam-se de relações que descrevem o atrito lateral mobilizado ao longo do fuste de uma estaca, para uma profundidade de interesse, frente aos deslocamentos verticais até a ruptura.

As curvas t-z podem ser obtidas através de ensaios de campo, utilizando protótipos em tamanho real, com resultados avaliados em laboratório. Contudo, na ausência de parâmetros mais precisos, as normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) recomendam o uso de curvas adimensionais de projeto, como mostra a figura 36, descritas pelos parâmetros apresentados nas tabelas 14 e 15, para solos coesivos e não coesivos, respectivamente.

A norma ISO 19902 (2007, p. 193) destaca (*Vide* figura 36):

- A forma da curva t-z para deslocamentos maiores do que aquele que resulta em  $t_{m\acute{a}x}$  deve ser cuidadosamente avaliada. Valores da taxa de adesão residual,  $t_{res}/t_{m\acute{a}x}$ , e o deslocamento axial da estaca,  $z_{res}$ , para o qual essas ocorrem são funções do comportamento tensão-deformação do solo, do seu histórico de pressões, do método de instalação das estacas, sequência de aplicação das ações atuantes nas estacas, entre outros fatores.
- O valor da razão  $t_{res}/t_{m\acute{a}x}$  para argilas pode variar entre 0,7 e 0,9. Ensaios de laboratório, *in situ* ou testes com estacas-modelo provêem informações valiosas para a determinação dos valores de  $t_{res}/t_{m\acute{a}x}$  e  $z_{res}$  para diversos tipos de solo.



**Figura 36** . Curvas t-z recomendadas pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).

Na figura 36, as curvas cheias se aplicam aos solos coesivos, enquanto que as curvas tracejadas se referem aos solos não coesivos. Destacam-se os seguintes pontos:

- $z_{res}$  é o deslocamento vertical para a adesão residual solo-estaca que define o início da formação do patamar de plastificação do maciço ao redor da estaca.
- $t_{máx}$  é a capacidade máxima resistente para o atrito lateral ao longo do fuste, obtida através das equações 2.63 ou 2.69.
- A região hachurada representa o intervalo definido para representar a variabilidade do comportamento das argilas, dado pelos patamares inferior e superior, considerando 70% e 90% da resistência lateral máxima, respectivamente. Estas duas curvas podem ser calibradas a partir de ensaios de laboratório ou de campo, como ilustram as figura 37 e 38.

Argilas	
$\frac{z}{D}$	$\frac{t}{t_{M\acute{a}x}}$
0,0016	0,30
0,0031	0,50
0,0057	0,75
0,0080	0,90
0,0100	1,00
0,0200	0,70 a 0,90
$\infty$	0,70 a 0,90

Tabela 14 . Curvas t-z para solos coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007).

Areias	
$z$ (mm)	$\frac{t}{t_{M\acute{a}x}}$
0,0	0,00
2,5	1,00
$\infty$	1,00

Tabela 15 . Curvas t-z para solos n\~ao coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007).

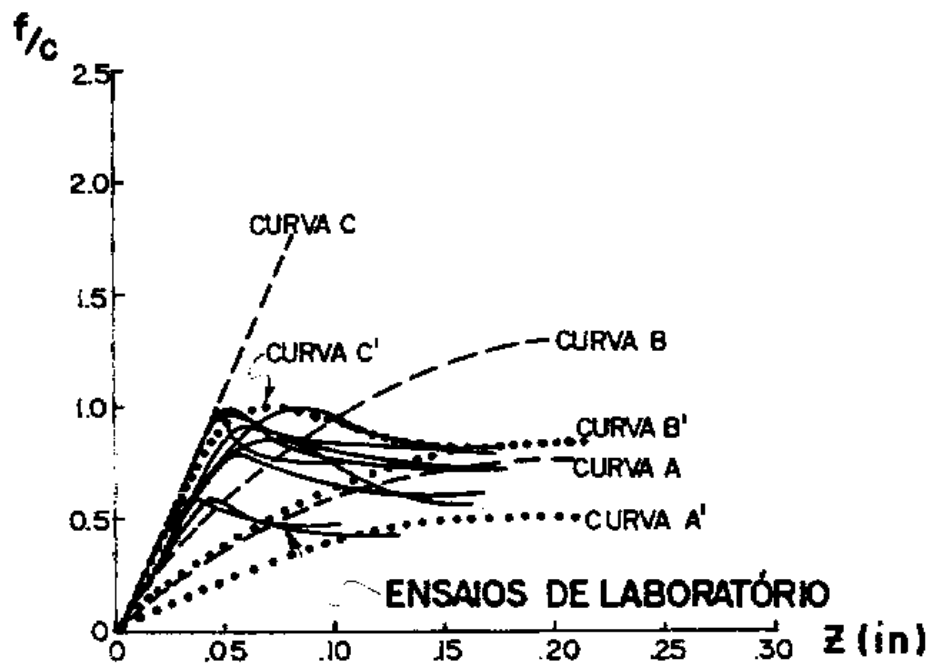


Figura 37 . Curvas de transferência de carregamento por atrito lateral obtidas em ensaios de laboratório para solos coesivos (VALENZUELA, 1980).

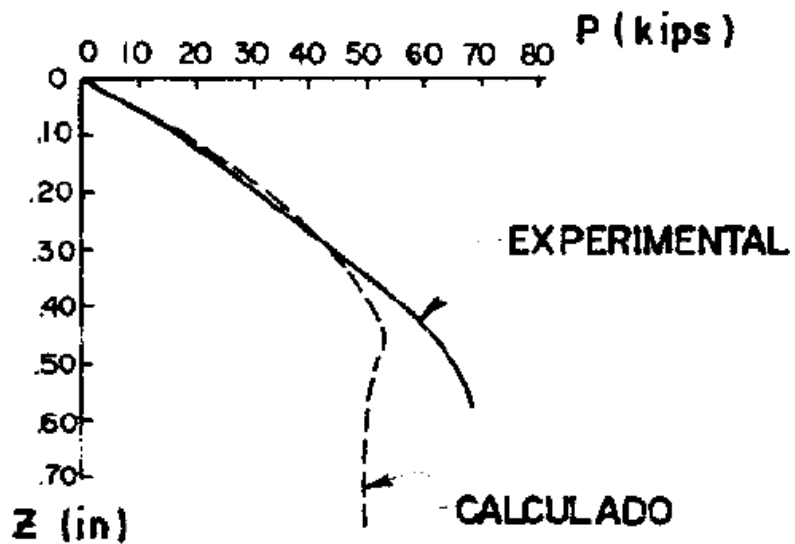


Figura 38 . Curvas de transferência de carregamento por atrito lateral obtidas em ensaios de campo para solos coesivos (VALENZUELA, 1980).

Já em relação às areias, considera-se o comportamento inicial linear até a formação de um patamar de plastificação logo após o ponto de resistência máxima, como mostram os ensaios de laboratório (Figura 39).

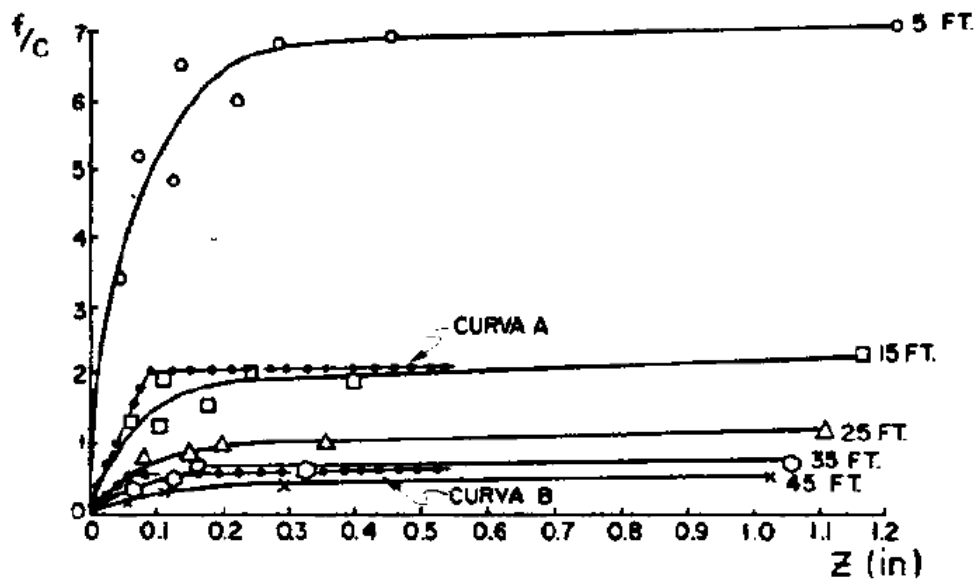


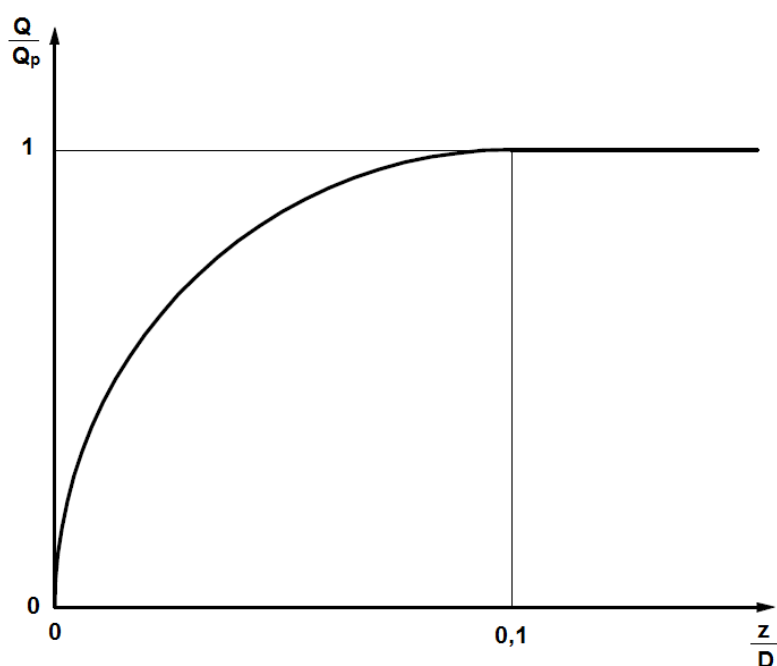
Figura 39 . Curvas de transferência de carregamento por atrito lateral obtidas em ensaios de campo para solos não coesivos (VALENZUELA, 1980).

#### 2.4.2.4. CURVAS Q-z

Para considerar a variação da capacidade resistente de ponta, de maneira análoga à abordagem definida para a resistência lateral, faz-se uso de curvas Q-z como instrumentos de análise para solos coesivos e não coesivos.

Neste caso, de maneira mais simples e expedita, o formato das curvas é o mesmo, independentemente da natureza do solo como mostram os ensaios de laboratório e de campo descritos por Valenzuela (1980).

A figura 40, a seguir, cujos parâmetros são apresentados na tabela 16, define a relação Q-z proposta pelas normas API RR 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) para aplicação em projetos de engenharia:



**Figura 40** . Curvas Q-z recomendadas pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).

$\frac{z}{D}$	$\frac{Q}{Q_{\text{máx}}}$
0,002	0,25
0,013	0,50
0,042	0,75
0,073	0,90
0,100	1,00
$\infty$	1,00

**Tabela 16** . Curvas Q-z para solos coesivos e não coesivos (API RP 2A-WSD, 2007 e ISO 19902, 2007).

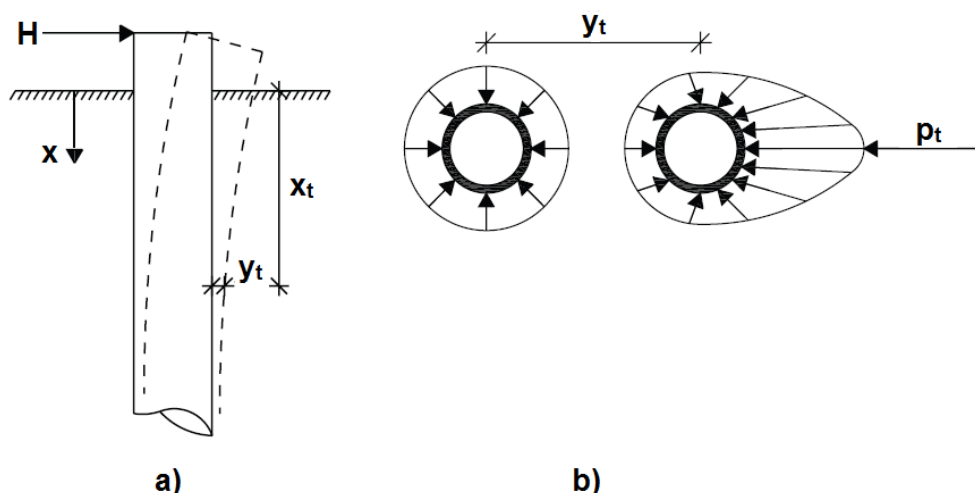


A máxima capacidade de carga na ponta da estaca pode ser calculada através das equações 2.68 e 2.73, para solos coesivos e não coesivos, respectivamente.

Como ponto de observação, ambas as normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) recomendam que em solos estratificados deve-se ter cuidado com as camadas adjacentes, logo abaixo daquelas onde a ponta estiver embutida. É possível que estas sejam mais fracas e suscetíveis a recalques por puncionamento. Como medida preventiva, deve-se garantir que a ponta esteja três diâmetros acima do fundo da camada de interesse.

### 2.4.3. RESISTÊNCIA LATERAL DO SOLO (CURVAS p-y)

As soluções para analisar estacas lateralmente carregadas são relativamente mais complexas do que as abordagens apresentadas para o caso de membros axialmente solicitados. A figura 41 ilustra o fenômeno físico que ocorre em uma estaca submetida a uma força lateral em seu topo.



**Figura 41** . Representação esquemática dos efeitos que ocorrem nas estacas sujeitas a forças laterais: **a)** vista em elevação mostrando o deslocamento lateral no topo da estaca ; **b)** representação das tensões radiais atuantes no fuste antes e depois da aplicação da carga (REESE *et al.*, 1974 e BRØDBÆK *et al.*, 2009).

Analisando a figura 41.b, pode-se observar a mobilização da resistência do solo frente à aplicação do carregamento lateral atuante na estaca. Isso faz com que surjam esforços ao longo do comprimento do fuste deste elemento estrutural, em resposta à tendência do maciço de impedir o seu deslocamento. A equação diferencial que trata matematicamente o problema de estacas carregadas lateralmente é conhecida e consagrada:

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad (2.74)$$

sendo:

$$E_s = \frac{p}{y} \quad (2.75)$$

onde:

- EI representa rigidez à flexão da estaca.
- $E_s$  representa o módulo de reação do solo.

Deve-se notar que a equação 2.74 não inclui o termo que considera a contribuição da força axial para a flexão da estaca. Se tal contribuição for significativa, essa equação deverá ser expandida.

Reese *et al.* (1974) relatam que as soluções para a equação diferencial 2.74 podem ser obtidas através do emprego computacional do método das diferenças finitas. Para isso, deve-se garantir a correta representação das condições de contorno no topo da estaca, atendendo, assim, às equações de equilíbrio e de continuidade na interface estaca-estrutura. Todavia, esse procedimento pode não ser o mais adequado quando se faz necessário resolver separadamente a estrutura e as fundações, considerando a interação entre as soluções, tendo em vista o comportamento não linear do solo.

Velloso e Lopes (2002) contam que, com o crescimento da indústria *offshore*, um grande número de pesquisas foi dedicado ao estudo do comportamento das estacas submetidas a forças laterais. Ao invés de “molas lineares”, como convencionalmente se costumava utilizar, foram introduzidas “molas não lineares” por meio de curvas p-y definidas para cada camada do maciço. Dessa forma, é possível obter a mobilização da resistência lateral do solo em função do deslocamento verificado ao longo do fuste da estaca através do emprego de uma “família” de curvas p-y (Figura 42).

Em geral, essas curvas não lineares dependem de diversos parâmetros, como: profundidade, resistência não drenada ao cisalhamento do solo, número de ciclos de carregamento, entre outros. Ainda, foram definidas a partir de ensaios experimentais executados com estacas em escala real, considerando as seguintes condições:

- Areias submersas e acima do nível freático.
- Argilas moles e rijas submersas.
- Argilas rijas acima do nível freático.

Valenzuela (1980) afirma que a maior crítica ao emprego das curvas p-y é o fato destas se basearem em um reduzido número de ensaios. Além disso, em relação à natureza do carregamento atuante, tais curvas não são aplicáveis às cargas estáticas permanentes. Contudo, Reese *et al.* (1974) reforçam que, apesar do surgimento de técnicas alternativas, a aplicação destas curvas se traduz no método mais racional disponível até o momento e, por isso, é amplamente aceito pela comunidade científica.

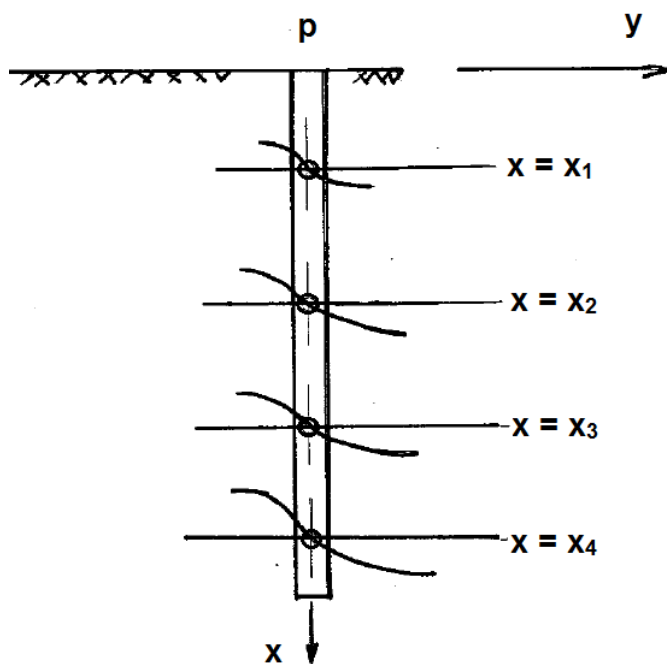


Figura 42 . “Família” de curvas p-y (REESE *et al.*, 1974 e VALENZUELA, 1980).

#### 2.4.3.1. CURVAS p-y PARA SOLOS COESIVOS

A partir da instrumentação de uma série de estacas-modelo em escala real, e da posterior análise em laboratório dos resultados coletados, Matlock (1970) correlacionou o projeto de estacas lateralmente carregadas aos principais parâmetros utilizados na caracterização das argilas moles. Desse estudo surgiu uma proposta para a geração de curvas p-y para solos coesivos saturados.

Para carregamentos estáticos de curta duração, Matlock (1970) inicia a construção da curva p-y através da determinação da resistência horizontal limite por unidade de comprimento da estaca, descrita matematicamente por:

$$p_u = 9c_u D \quad (2.76)$$

onde:

- $D$  é o diâmetro da estaca.
- $c_u$  é a resistência não drenada da argila na camada de interesse.

Aqui, novamente, o multiplicador (x9) é aplicado às profundidades significativamente distantes da superfície do terreno. Matlock (1970) relata que, próximo à superfície, o solo em frente à estaca deverá falhar por cisalhamento horizontal e vertical. Por isso, nesse caso, este multiplicador deve ser reduzido para um valor limitado entre dois e quatro, dependendo da geometria da seção transversal da estaca. O pesquisador afirma que o multiplicador (x3) é adequado para estacas cilíndricas.

Seguindo, a resistência do solo tende a variar deste valor, próximo à superfície, até o máximo determinado pela equação 2.76, a partir de uma determinada profundidade de referência, denominada profundidade de resistência reduzida, definida por:

$$x_r = \frac{6D}{\frac{\gamma_{\text{Sub}}D}{c_u} + J} \quad (2.77)$$

onde:

- $D$  é o diâmetro da estaca.
- $\gamma_{\text{Sub}}$  é o peso específico submerso do solo.
- $c_u$  é a resistência não drenada da argila na camada de interesse.
- $J$  é um coeficiente a ser determinado experimentalmente. Matlock (1970) recomenda que, na falta de dados mais precisos, pode-se adotar 0,5.

Assim, a partir da superfície do leito marinho até a profundidade de referência  $x_r$ , a resistência horizontal limite do solo por unidade de comprimento da estaca é determinada através da equação:

$$p_u(z) = 3c_u + \gamma_{\text{Sub}}z + \frac{Jcz}{D} \quad (2.78)$$

sendo:

$$z \in [0 ; x_r]$$

onde:

- $z$  é a profundidade medida a partir da superfície do terreno.

Agora é necessário calcular o deslocamento correspondente à deformação que ocorre para a metade da tensão máxima obtida em uma curva tensão-deformação determinada em laboratório. Utilizando as correlações de Skempton<sup>18</sup>, obtém-se:

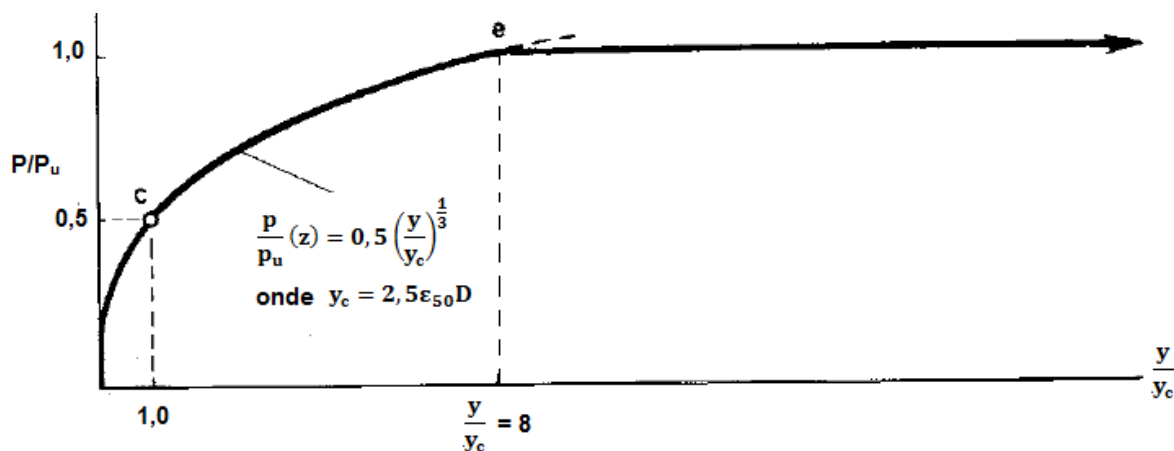
$$y_c = 2,5\varepsilon_{50}D \quad (2.79)$$

onde:

- $D$  é o diâmetro da estaca.
- $\varepsilon_{50}$  é a deformação correspondente à metade da tensão máxima.

Por fim, os pontos que definem a curva p-y podem ser obtidos através da seguinte relação (vide figura 43):

$$\frac{p}{p_u}(z) = 0,5 \left( \frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.80)$$



**Figura 43** . Construção de curvas p-y para solos coesivos de acordo com o método proposto por Matlock (1970).

As normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) recomendam que o uso da formulação desenvolvida por Matlock (1970) seja acompanhada de ensaios de laboratório, a fim de validar a geração dessas curvas p-y para uso em projetos de engenharia *offshore*. Na ausência de dados mais precisos, de maneira simplificada, pode-se considerar a aplicação da tabela 17, a seguir, para carregamentos estáticos de curta duração:

<sup>18</sup> Vide Velloso e Lopes (2002).

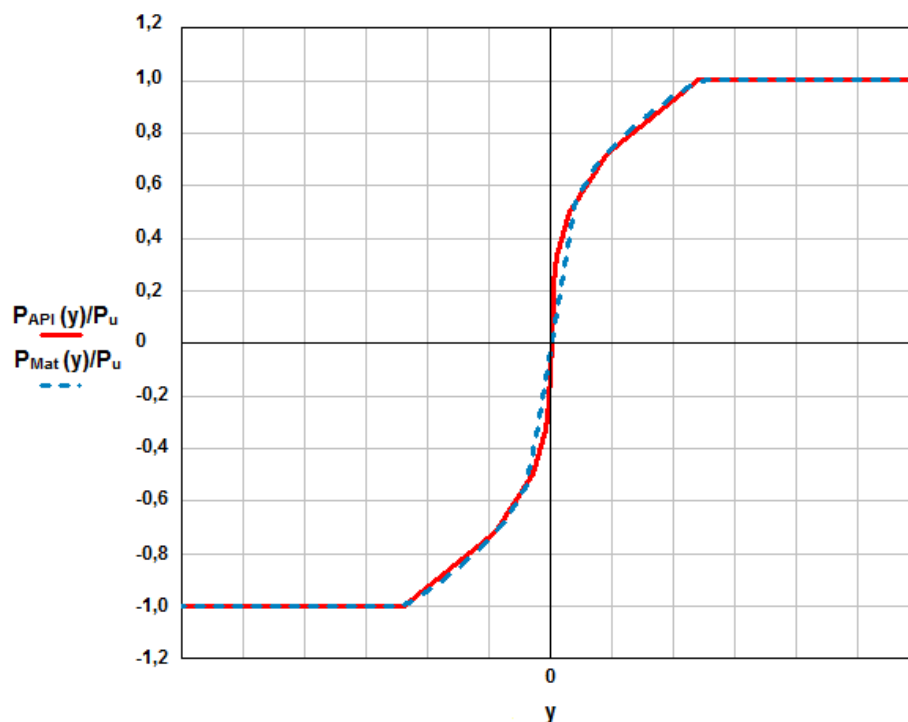
$\frac{p}{P_u}$	$\frac{y}{y_c}$
0,00	0,0
0,23	0,1
0,33	0,3
0,50	1,0
0,72	3,0
1,00	8,0
1,00	$\infty$

**Tabela 17.** Curvas p-y propostas pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).

A figura 43 ilustra a convergência entre os métodos de construção das curvas p-y propostos por Matlock (1970) e pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).

Observa-se que o processo descrito por estas publicações técnicas é mais expedito do que aquele proposto pelo pesquisador. Contudo, através do emprego de programas computacionais de matemática simbólica, o trabalho necessário para elaborar tais relações torna-se menos custoso, independentemente do processo adotado.

O Anexo I da presente dissertação apresenta a rotina de cálculos necessária para determinar as curvas p-y de qualquer solo coesivo com base no exposto nessa seção.



**Figura 44 .** Avaliação da convergência entre os métodos propostos por Matlock (1970) e pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).

### 2.4.3.2. CURVAS p-y PARA SOLOS NÃO COESIVOS

A construção de curvas p-y para areias se traduz em uma atividade relativamente mais trabalhosa do que a rotina aplicada aos solos coesivos. Reese *et al.* (1974) publicaram um trabalho baseado em uma série de experimentos conduzidos com estacas-modelo em escala real, sendo a mais utilizada referência técnica para o tratamento deste problema.

Inicialmente, de maneira análoga ao descrito por Matlock (1970), a resistência lateral limite dos solos não coesivos varia com a profundidade. Destarte, deve-se calcular esse parâmetro para ambas as situações rasa e profunda. Para profundidades próximas à superfície do terreno, tem-se:

$$p_{us}(z) = \gamma_{Sub} z \left[ \begin{array}{l} \frac{K_0 z \tan(\phi) \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \\ \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} (D + z \tan(\beta) \tan(\alpha)) + \\ K_0 z \tan(\beta) (\tan(\phi) \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - \\ K_a D \end{array} \right] \quad (2.81)$$

sendo:

$$\alpha = \frac{\phi}{2} \quad (2.82)$$

$$\beta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (2.83)$$

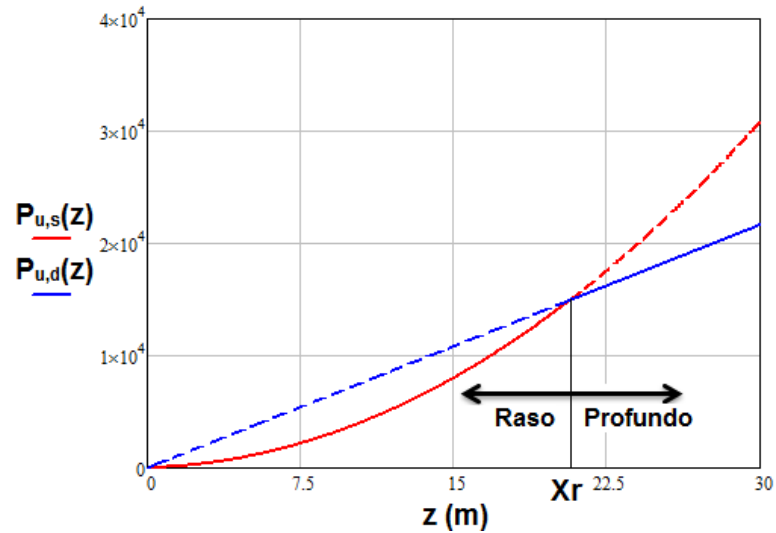
onde:

- **D** é o diâmetro da estaca.
- **z** é a profundidade de interesse medida a partir da superfície do terreno.
- **K<sub>0</sub>** é o coeficiente de empuxo no repouso.
- **K<sub>a</sub>** é o coeficiente de empuxo ativo (Rankine).
- **γ<sub>Sub</sub>** é o peso específico submerso do solo.
- **φ** é o ângulo de atrito do solo.

Já para profundidades distantes da superfície do terreno, a resistência lateral limite pode ser calculada através da seguinte equação:

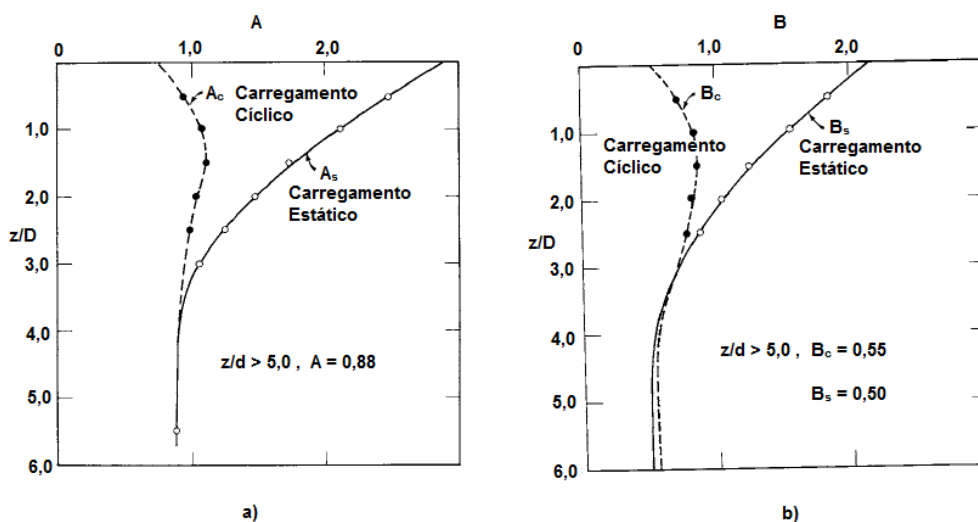
$$p_{ud}(z) = K_a D \gamma_{Sub} z (\tan^8(\beta) - 1) + K_0 D \gamma_{Sub} z \tan(\phi) \tan^4(\beta) \quad (2.84)$$

Nesse momento, faz-se necessário determinar a profundidade de referência, antes da qual se considera a aplicação da equação 2.81 e após a qual se utiliza a equação 2.84. Para isso, deve-se determinar a interseção destas duas funções, como ilustra a figura 45:



**Figura 45** . Determinação da profundidade de referência para aplicação das equações 2.81 e 2.84 de acordo com o método proposto por Reese *et al.* (1974).

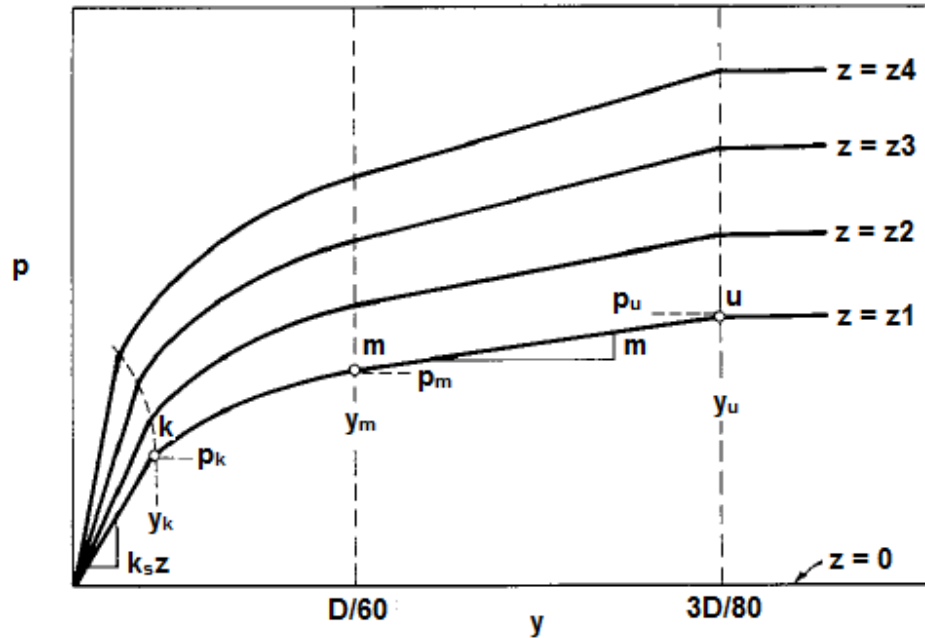
Reese *et al.* (1974) definem, também, dois coeficientes adimensionais A e B para correção da resistência lateral limite e da resistência lateral do solo, respectivamente, em função da profundidade de interesse (Figura 46):



**Figura 46** . Coeficientes de correção a) A e b) B para a resistência lateral do solo em função da profundidade, para o método proposto por Reese *et al.* (1974).



Uma vez definidos os parâmetros de ajuste A e B, pode-se determinar os pontos notáveis para construção da curva p-y, com base no método de Reese *et al.* (1974), a partir das coordenadas apresentadas na figura 47 e as equações subsequentes.



**Figura 47** . Família de curvas p-y obtidas através do método proposto por Reese *et al.* (1974).

Calculam-se as forças e os deslocamentos que delimitam cada trecho da curva p-y, como segue:

$$y_u = \frac{3D}{80} \quad (2.85)$$

$$p_u = A p_{u,s \text{ ou } d} \quad (2.86)$$

$$y_m = \frac{D}{60} \quad (2.87)$$

$$p_m = B p_u \quad (2.88)$$

Define-se o módulo inicial de reação do solo para areias submersas, com base nos valores apresentados na tabela 18. Esse parâmetro representa a inclinação do trecho linear inicial da curva p-y:

Densidade Relativa	$K_s \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right)$
Fofa	5.541
Média	16.623
Compacta	34.631

**Tabela 18** . Valores propostos para o módulo de reação inicial do solo (REESE *et al.*, 1974)

Para o trecho parabólico, disposto entre os pontos k e m, utiliza-se a seguinte equação:

$$p = Cy^{\frac{1}{n}} \quad (2.89)$$

sendo:

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (2.90)$$

$$n = \frac{p_m}{my_m} \quad (2.91)$$

$$C = y_m \frac{p_m}{n-1} \quad (2.92)$$

Resta apenas determinar o ponto k, como segue:

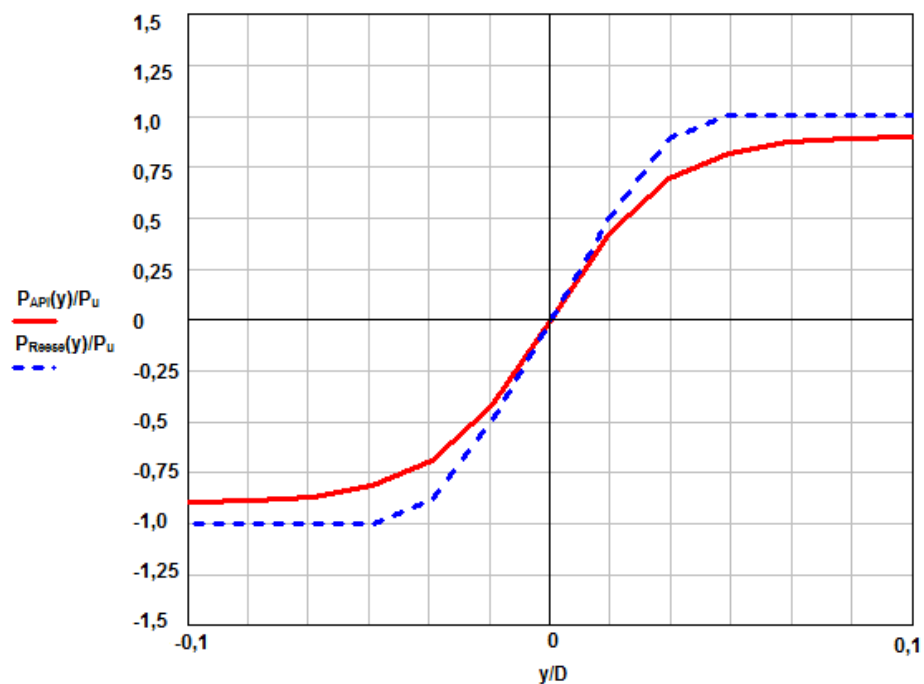
$$y_k = \frac{C \frac{n}{n-1}}{K_s z} \quad (2.93)$$

Por fim, pode-se traçar os trechos principais das curvas p-y propostas por Reese *et al.* (1974), como demonstrado na figura 47. Para cada profundidade analisada haverá uma curva p-y diferente.

Como se pode perceber, o método de Reese *et al.* (1974) é bastante trabalhoso e pouco prático. Por isso, as normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) propõem uma forma mais simples para a obtenção de curvas p-y para solos não coesivos. Fundamentalmente, as mesmas equações definidas por Reese *et al.* (1974) são utilizadas, mas de forma condensada (*vide* API RP 2A-WSD, 2007, p. 70 e ISO 19902, 2007, p. 197), tornando a rotina matemática menos tediosa.

Apesar de um pouco mais conservadores, os resultados obtidos através do método proposto por estas publicações converge suficientemente bem com aqueles obtidos através da formulação de Reese *et al.* (1974), como mostra a figura 48.

Para fins de aplicação prática, o roteiro completo para determinação das curvas p-y através de ambas as formulações é descrito no Anexo II da presente dissertação, podendo ser facilmente implementado em qualquer programa computacional de matemática simbólica.



**Figura 48** . Comparação entre as curvas p-y obtidas com base na formulação proposta por Reese *et al.* (1974) e pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007).

## 2.5. MODELAGEM ESTRUTURAL

### 2.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nessa seção, são apresentados os conceitos básicos acerca da teoria da mecânica do contínuo, para a representação de medidas de tensão e deformação, além dos procedimentos matemáticos fundamentais para sua aplicação numérica através do método dos elementos finitos. A abordagem apresentada é a mesma exposta por Skallerud e Amdahl (2009).

Observa-se que a teoria descrita representa o arcabouço das formulações implementadas no programa *USFOS*, válidas para grandes deslocamentos, mas restritas a pequenas deformações. Isso significa que os efeitos de segunda ordem devido a esses deslocamentos são levados em consideração, mas admite-se que a estrutura é esbelta o suficiente para que as deformações causadas permaneçam relativamente pequenas (ainda escritos em valores percentuais) (SINTEF, 2012).

#### 2.5.1.1. DOMÍNIO DOS GRANDES DESLOCAMENTOS: MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES

A figura 49 ilustra dois pontos, P e Q, movendo-se para P' e Q', respectivamente, em um meio contínuo num dado intervalo de tempo.

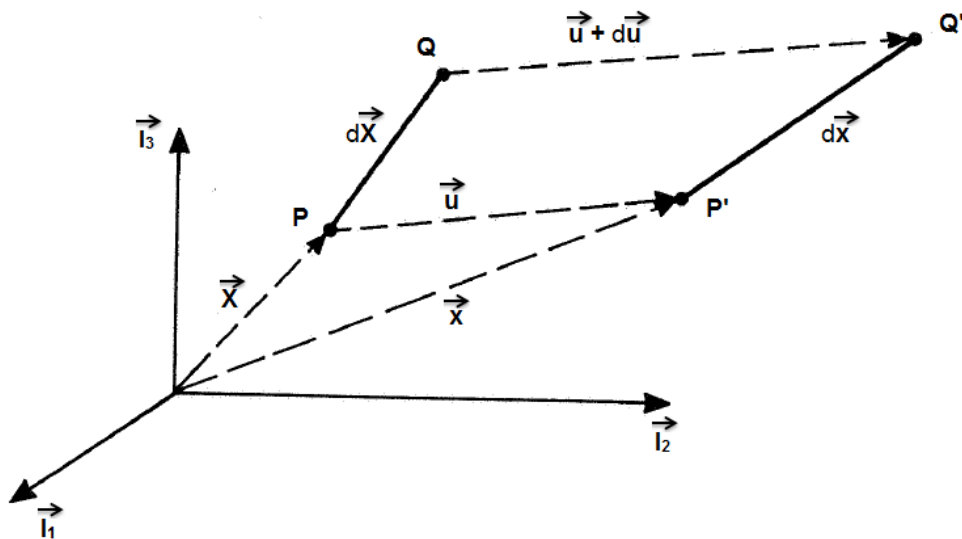


Figura 49 . Movimento de um elemento linear  $dX$  (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Se  $P'$  for referenciado à sua posição fixa original  $\vec{X}$ , pode-se descrever seu movimento através de coordenadas lagrangianas<sup>19</sup>, i.e.  $\vec{x} = \vec{x}(\vec{X}, t)$ . Tal descrição é comum em estudos da mecânica dos sólidos, quando se tem a estrutura inicial (descarregada) como referência. Assim, de acordo com o esquema mostrado na figura 49, a posição atual de um ponto qualquer em um meio contínuo será:

$$\vec{x} = \vec{X} + \vec{u} \quad (2.94)$$

onde:

- $\vec{u}$  representa o vetor deslocamento de um ponto qualquer.

No programa computacional, as coordenadas  $\vec{x}_n$  são computadas para cada nó da estrutura e atualizadas a cada incremento de deformação obtido através da equação 2.94. Ainda, os deslocamentos  $\vec{u}_n$  representam as variações nas coordenadas globais devido às deformações ocorridas no sistema.

Søreide *et al.*, (1993) explicam que a equação 2.94 é utilizada para atualizar as coordenadas globais dos nós de uma estrutura, enquanto que a avaliação da rigidez de cada elemento é feita em relação aos seus respectivos eixos locais. Posteriormente, faz-se a transformação desses parâmetros para o sistema de coordenadas globais, estabelecendo, por fim, a continuidade dos deslocamentos em cada ponto do modelo.

Considerando o gradiente ao longo de  $d\vec{X}$  (Figura 49), o deslocamento incremental pode ser obtido através das seguintes relações matemáticas:

$$d\vec{u} = \frac{\partial \vec{u}}{\partial \vec{X}} d\vec{X} \quad (2.95)$$

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial \vec{X}} = \frac{\partial u_i}{\partial X_j} \vec{I}_i \otimes \vec{I}_j \quad (2.96)$$

Nesse momento, o produto diádico entre as bases vetoriais é aplicado. Tomando, por exemplo, os vetores  $\vec{I}_1$  e  $\vec{I}_3$ , comumente coincidentes com os eixos globais X e Z, respectivamente, obtém-se a seguinte matriz:

---

<sup>19</sup> Coordenadas eulerianas se referem à descrição do fluxo de partículas através de um ponto no tempo, em contrapartida ao referencial lagrangiano, que, por sua vez, descreve a variação da posição de uma partícula no espaço e no tempo (ROBERTS, 1994).

$$\vec{I}_1 \otimes \vec{I}_3 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

As deformações podem, então, ser obtidas através da equação 2.96, como segue:

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} = \frac{\partial \mathbf{u}_i}{\partial X_j} \vec{I}_i \otimes \vec{I}_j$$

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} + \left( \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} \right)^T \right] + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} - \left( \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} \right)^T \right]$$

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial \bar{\mathbf{X}}} = \boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\omega}$$

Nota-se a divisão do gradiente de deformações em uma parcela simétrica  $\boldsymbol{\varepsilon}$ , com a contribuição das deformações lineares, e uma parcela antissimétrica  $\boldsymbol{\omega}$ , com a contribuição das rotações. Escreve-se, então, a parcela simétrica, denominada tensor de engenharia, em notação indicial, como segue:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_i}{\partial X_j} + \frac{\partial u_j}{\partial X_i} \right] \quad (2.97)$$

Alternativamente, pode-se definir outra medida de deformações através da aplicação do tensor de Green, matematicamente escrito em notação indicial como:

$$\mathbf{E}_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial x_k}{\partial X_i} \frac{\partial x_k}{\partial X_j} - \delta_{ij} \right] \quad (2.98)$$

onde:

- $\delta_{ij}$  representa o delta de Kronecker, igual a unidade quando  $i = j$  e nulo quando  $i \neq j$ .

O tensor de Green é válido como medida de deformações, independentemente da magnitude dos deslocamentos e das rotações (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). Utilizando a equação 2.94, é possível escrevê-lo em termos dos deslocamentos calculados, como segue:

$$\frac{\partial x_k}{\partial X_i} = \delta_{ki} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i}$$

$$E_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_i}{\partial X_j} + \frac{\partial u_j}{\partial X_i} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i} \frac{\partial u_k}{\partial X_j} \right] \quad (2.99)$$

Nesse momento, observa-se que, para pequenos deslocamentos, os termos quadráticos podem ser prescindidos, se comparados aos dois primeiros termos. Nessas condições, o tensor de Green se torna equivalente ao tensor descrito pela equação 2.97. A diferença entre essas duas medidas de deformações pode ser observada através da análise de um elemento axialmente alongado, como ilustra a figura 50, a seguir:

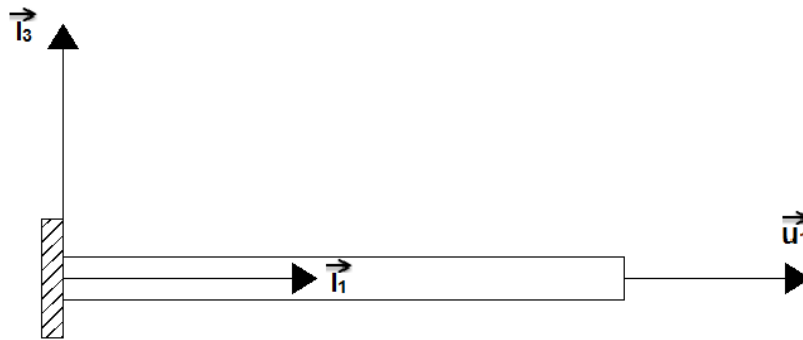


Figura 50 . Deformação em uma barra devido a um deslocamento axial imposto.

Aplicando a equação 2.97 e 2.99 ao mesmo problema, obtém-se respectivamente:

$$\epsilon_{11} = \epsilon_{11}$$

$$E_{11} = \epsilon_{11} + \frac{1}{2} \epsilon_{11}^2$$

Dessa forma, como explicado por Skallerud e Amdahl (2009), quando se trabalha no domínio dos pequenos deslocamentos, torna-se uma simples questão de conveniência a adoção de um tensor ou de outro. Todavia, análises de colapso, normalmente, requerem o uso de técnicas para avaliação estrutural frente a grandes deslocamentos. Nesse momento, a formulação definida a partir do tensor de Green torna-se mais relevante para caracterizar corretamente o problema.

Tornando a analisar a equação 2.94, faz-se a diferenciação no tempo do vetor posição, em um sistema de coordenadas lagrangianas, objetivando obter a velocidade e a aceleração da partícula de interesse:

$$\frac{d\vec{x}}{dt} = \vec{0} + \left. \frac{d\vec{u}}{dt} \right|_{\vec{x}}$$

$$\frac{d\vec{x}}{dt} \equiv \vec{v}(\vec{X}, t) \quad (2.100)$$

Da mesma forma, tem-se que:

$$\frac{d^2\vec{x}}{dt^2} \equiv \vec{a}(\vec{X}, t) \quad (2.101)$$

Nesse momento, torna-se mais conveniente utilizar coordenadas espaciais, ou eulerianas, *i.e.*  $\vec{v} = \vec{v}(\vec{x}(\vec{X}, t), t)$ , para descrever a velocidade de uma partícula passando por um ponto em um meio contínuo, num determinado instante de tempo. A diferenciação no tempo agora deve considerar o fato de que a posição atual da partícula também depende de  $\vec{x}(t)$ . Dessa forma, tem-se que:

$$\left. \frac{d\vec{v}(\vec{x}(\vec{X}, t), t)}{dt} \right|_{\vec{x}} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{v}}{\partial \vec{x}} \frac{\partial \vec{x}}{\partial t} \Big|_{\vec{x}}$$

$$\frac{d\vec{v}(\vec{x}(\vec{X}, t), t)}{dt} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{v}}{\partial \vec{x}} \vec{v} \quad (2.102)$$

A mudança de velocidade entre os pontos P' e Q' na figura 51 é descrita através de um gradiente de velocidade  $\vec{L}$ , como segue:

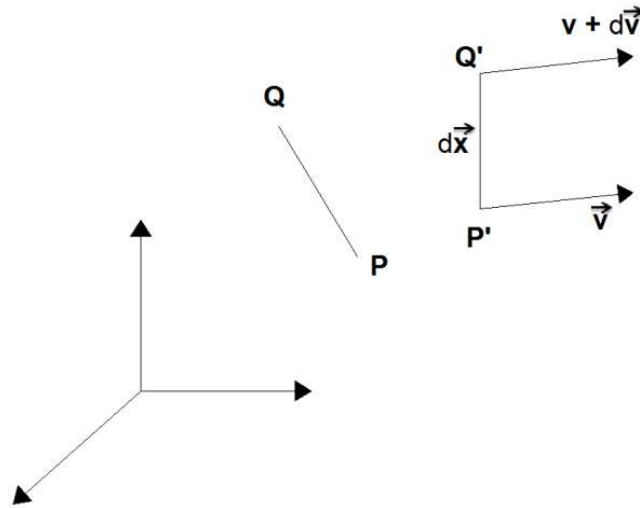
$$d\vec{v} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial \vec{x}} d\vec{x}$$

$$d\vec{v} = \vec{L} d\vec{x}$$



Alternativamente, pode-se escrever o gradiente de velocidade em notação indicial:

$$\vec{L}_{ij} = \frac{\partial \vec{v}_i}{\partial \vec{x}_j} \quad (2.103)$$



**Figura 51** . Velocidade diferencial entre pontos no espaço (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Na mecânica do contínuo, há uma grandeza fundamental associada à medida de alteração da distância entre as partículas de um corpo, denominada gradiente de deformação. Esse gradiente descreve a mudança ocorrida no vetor original  $d\vec{X}$  (Vide figura 49). Matematicamente, se escreve:

$$\vec{F} = \frac{\partial \vec{x}_i}{\partial X_j} \vec{I}_i \otimes \vec{I}_j$$

Ou, alternativamente:

$$\vec{F} = \frac{\partial \vec{x}}{\partial \vec{X}} \quad (2.104)$$

Utilizando a equação 2.104, faz-se a conexão entre os vetores  $d\vec{x}$  e  $d\vec{X}$ :

$$d\vec{v} = \vec{L} d\vec{X} \quad (2.105)$$

Ainda, a conexão entre os gradientes de deformação e de velocidade é dada por:

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial t} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial \vec{x}} \frac{\partial \vec{x}}{\partial \vec{X}} \quad (2.106)$$

sendo:

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial t} = \vec{L} \vec{F} \quad (2.107)$$

e

$$\vec{L} = (\dot{\vec{F}})(\vec{F})^{-1} \quad (2.108)$$

Observa-se, então, que o gradiente de velocidades se divide em duas parcelas, simétrica e antissimétrica, denominadas taxa de deformação  $\vec{D}$  e taxa de giro  $\vec{W}$ , respectivamente. Assim, escreve-se:

$$\vec{L} = \vec{D} + \vec{W} \quad (2.109)$$

sendo:

$$\vec{D} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right] \vec{I}_i \otimes \vec{I}_j \quad (2.110)$$

e

$$\vec{W} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v_i}{\partial x_j} - \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right] \vec{I}_i \otimes \vec{I}_j \quad (2.111)$$

A equação 2.110 apresenta uma nova medida de deformações na forma de taxa de variação. Deve-se observar que, diferentemente da equação 2.98, a diferenciação se faz com respeito à coordenada espacial  $x$ , euleriana, e não à coordenada lagrangiana  $X$ .

A relação entre o tensor de Green e a taxa de variação  $\vec{D}$  é descrita matematicamente por (SKALLERUD & AMDAHL, 2009):

$$(\dot{\vec{E}}) = (\vec{F})^T \vec{D} \vec{F} \quad (2.112)$$

Seja  $E_{ij}$  uma função de  $u_i$  diferenciável no tempo, as seguintes componentes podem ser definidas:

$$\frac{d\vec{E}_{ij}}{dt} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_i}{\partial X_j} + \frac{\partial v_j}{\partial X_i} + \frac{\partial v_k}{\partial X_i} \frac{\partial u_k}{\partial X_j} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i} \frac{\partial v_k}{\partial X_j} \right) \quad (2.113)$$

Agora, considerando o alongamento de uma barra de comprimento inicial  $l_0$ , utilizando a equação 2.110, tem-se que:

$$D_{11} dt = \frac{\partial v_1 dt}{\partial x_1} = \frac{dl}{l} \quad (2.114)$$

onde:

- $dl$  representa o alongamento incremental na barra.
- $l$  é o comprimento deformado da barra.

Isso significa que a razão entre o alongamento incremental e o comprimento original da barra corresponde a uma medida instantânea de deformação. Dessa forma, integrar a equação 2.114 no intervalo fechado  $[t_0 ; t]$  é equivalente à integração ao longo do comprimento da barra em  $[l_0 ; l]$ . Daí, tem-se que:

$$\int_{l_0}^l \frac{dl}{l} = \ln \left( \frac{l}{l_0} \right) \equiv \varepsilon_{ln}$$

onde:

- $\varepsilon_{ln}$  representa a deformação logarítmica, também conhecida como deformação real, do elemento.

Assim,  $D_{11}$  corresponde à taxa de deformação logarítmica, sendo essa a medida de deformação mais adequada para análises no domínio dos grandes deslocamentos, pois tal grandeza está fisicamente relacionada às tensões reais que atuam no elemento ( $\sigma_{11}$ ). Com isso, a correta representação do comportamento dos materiais frente a grandes deslocamentos pode ser determinada considerando, inclusive, efeitos provenientes de ensaios mecânicos, e.g. estricção (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Por fim, o vínculo entre o domínio dos grandes deslocamentos e o domínio dos pequenos deslocamentos, este descrito por deformações de engenharia, para

carregamentos axiais, será dado pela expressão a seguir, útil para avaliar o domínio que melhor descreve o problema de interesse:

$$\varepsilon_{ln} = \ln(1 + \varepsilon) \quad 2.115$$

### 2.5.1.2. DEFORMAÇÕES ELÁSTICAS E PLÁSTICAS

Nos ensaios de tração axial realizados em materiais metálicos, as deformações medidas são, normalmente, divididas em dois grupos: a) deformações reversíveis ou elásticas e b) deformações irreversíveis ou plásticas (SKALLERUD & AMDAHL, 2009). Em termos de deformações, pode-se escrever a seguinte relação matemática:

$$\varepsilon_{11} = \varepsilon_{11}^E + \varepsilon_{11}^P \quad 2.116$$

onde:

- $\varepsilon_{11}^E$  representa a deformação axial elástica da barra.
- $\varepsilon_{11}^P$  representa a deformação axial plástica da barra.

Dessa forma, uma relação válida para o domínio dos grandes deslocamentos é dada pela taxa de deformação  $\vec{D}$ , como segue:

$$\vec{D}_{ij} = \vec{D}_{ij}^E + \vec{D}_{ij}^P \quad 2.117$$

Mais além, no domínio dos grandes deslocamentos, alguns cuidados devem ser tomados. Para a formulação disposta a seguir, as deformações elásticas são tidas como consideravelmente menores do que as deformações plásticas. Isso é razoável para metais cujos módulos de elasticidade (Módulo de Young) sejam de ordens de grandeza muito superior às suas tensões de escoamento (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Assim, da decomposição do gradiente de deformação dado pela equação 2.104, para considerar ambas as contribuições elástica e plástica, tem-se que:

$$\vec{F} = \frac{\partial \vec{x}}{\partial \vec{X}^E} \frac{\partial \vec{X}^E}{\partial \vec{X}^E}$$

$$\vec{F} = \vec{F}^E \vec{F}^P \quad (2.118)$$

De maneira análoga, o gradiente de velocidade também pode ser decomposto:

$$\vec{\mathbf{L}} = \vec{\mathbf{L}}^E \vec{\mathbf{L}}^P \quad (2.119)$$

Uma vez definidas as componentes do gradiente de velocidade, é possível expandir, também, as componentes elástica e plástica da taxa de deformação, como segue:

$$\mathbf{D}^E = \frac{1}{2} [\vec{\mathbf{L}}^E + \vec{\mathbf{L}}^{E^T}] \quad (2.120)$$

e

$$\mathbf{D}^P = \frac{1}{2} [\vec{\mathbf{L}}^P + \vec{\mathbf{L}}^{P^T}] \quad (2.121)$$

O Teorema da Decomposição Polar (NADER, 2010) estabelece que todo tensor real quadrado pode ser fatorado em dois outros tensores, um ortogonal ( $\vec{\mathbf{R}}$ ) e um outro positivo e simétrico ( $\vec{\mathbf{U}}$ ). Com base nessa afirmação e através de uma série de operações algébricas (Vide SKALLERUD & AMDAHL, 2009), outra taxa para medida de deformações pode ser definida:

$$\vec{\mathbf{d}} = \frac{1}{2} [(\dot{\vec{\mathbf{U}}})\vec{\mathbf{U}}^{-1} + \vec{\mathbf{U}}^{-1}(\dot{\vec{\mathbf{U}}})] \quad (2.122)$$

onde:

- $\vec{\mathbf{d}}$  representa a taxa de deformação irrotacional.

Skallerud e Amdahl (2009) explicam que a taxa de deformação irrotacional consiste apenas de contribuições lineares, de alongamento ou encurtamento, e nenhum movimento de corpo rígido. Assim, essa quantidade é uma alternativa para as análises no domínio dos grandes deslocamentos, uma vez que a resposta do sistema mecânico independe dos movimentos de corpo rígido.

Para um alongamento axial, por exemplo, tem-se que  $\vec{\mathbf{d}}_{11} = \vec{\mathbf{D}}_{11}$ . Assim, a curva tensão-deformação obtida a partir de ensaios de laboratório deve ser estabelecida com base em deformações logarítmicas. A tabela 19, a seguir, mostra o campo de aplicação das definições apresentadas nesta seção:

Medida de Deformação	Tensor de Medida de Deformação	Conexão com Medidas Alternativas de Deformação	Aplicação
Tensor de Engenharia	$\hat{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v_i}{\partial X_j} + \frac{\partial v_j}{\partial X_i} \right]$	-	Pequenas deformações e movimentos
Taxa de Deformação	$\vec{D} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right]$	$\vec{D} = (\vec{F})^{-T} (\dot{\vec{E}}) (\vec{F})^{-1}$	Grandes deformações e movimentos
Tensor de Green	$\frac{d\vec{E}_{ij}}{dt} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_i}{\partial X_j} + \frac{\partial v_j}{\partial X_i} + \frac{\partial v_k}{\partial X_i} \frac{\partial u_k}{\partial X_j} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i} \frac{\partial v_k}{\partial X_j} \right)$	$(\dot{\vec{E}}) = (\vec{F})^T \vec{D} \vec{F}$	Pequenas/moderadas deformações e grandes movimentos de corpo rígido
Tensor Irrotacional	$\vec{d} = \frac{1}{2} \left[ (\dot{\vec{U}}) \vec{U}^{-1} + \vec{U}^{-1} (\dot{\vec{U}}) \right]$	$\vec{d} = (\vec{R})^T \vec{D} \vec{R}$	Grandes deformações e movimentos

Tabela 19 . Medidas de deformação (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

### 2.5.1.3. PRINCÍPIOS VARIACIONAIS: FORMULAÇÕES PARA O ELEMENTO FINITO RETICULAR

Na figura 52 está definido um sistema de referência local atribuído a um elemento unidimensional. Assume-se que a sua geometria deformada seja descrita pela linha tracejada apresentada no desenho. O deslocamento total de um ponto P qualquer é composto por um deslocamento axial  $u(x)$  e uma deflexão lateral  $v(x)$  (considera-se também a presença de uma componente  $w(x)$  em um problema tridimensional).

As expressões utilizadas para descrever matematicamente as deformações, bem como a matriz de rigidez do elemento, são, então, estabelecidas com base no sistema local  $x, y$  definido. Para fins de simplificação da formulação derivada nesta seção, serão desconsideradas as deformações devido à torsão e ao cisalhamento.

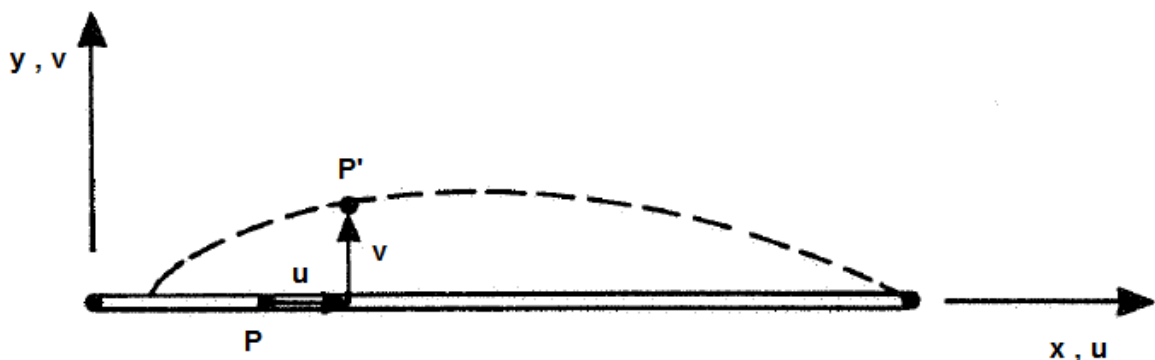


Figura 52 . Sistema de referência local (SØREIDE *et al.*, 1993).

As deformações longitudinal e transversal medidas no ponto P são dadas por:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 - y \frac{d\mathbf{v}_0}{dx} \quad (2.123)$$

$$\mathbf{v} = \mathbf{v}_0 \quad (2.124)$$

onde:

- $\mathbf{u}_0$  e  $\mathbf{v}_0$  representam os deslocamentos medidos no centróide do elemento.

Inicialmente, escreve-se a expressão completa do tensor de Green (análogo ao tensor de engenharia, quando no domínio das pequenas deformações), onde os índices subscritos representam a diferenciação dos termos, como:

$$\varepsilon_x = \mathbf{u}_{,x} + \frac{1}{2}\mathbf{u}_{,x}^2 + \frac{1}{2}\mathbf{v}_{,x}^2 + \frac{1}{2}\mathbf{w}_{,x}^2 \quad (2.125)$$

Para deflexões locais moderadas, a equação 2.125 pode ser simplificada através do uso das aproximações de Von Kármán (SØREIDE *et al.*, 1993), como segue:

$$\varepsilon_x = \mathbf{u}_{,x} + \frac{1}{2}\mathbf{v}_{,x}^2 + \frac{1}{2}\mathbf{w}_{,x}^2 \quad (2.126)$$

A partir de então, busca-se estabelecer as equações que descrevem o equilíbrio entre as forças externas e os esforços solicitantes internos. Utilizando a notação apresentada na figura 53, escreve-se a expressão da energia potencial de deformação elástica interna do elemento como:

$$\mathbf{U} = \frac{1}{2} \int_0^l \mathbf{EA} \left( \mathbf{u}_{,x} + \frac{1}{2}\mathbf{v}_{,x}^2 + \frac{1}{2}\mathbf{w}_{,x}^2 \right)^2 dx + \frac{1}{2} \int_0^l \mathbf{EI}_z \mathbf{v}_{,xx}^2 dx + \frac{1}{2} \int_0^l \mathbf{EI}_y \mathbf{w}_{,xx}^2 dx \quad (2.127)$$

onde:

- $\mathbf{E}$  representa o módulo de elasticidade do material constituinte do elemento.
- $\mathbf{A}$  representa a área da seção transversal do elemento.
- $\mathbf{I}_y$  representa o momento de inércia da seção transversal em torno do eixo y local.
- $\mathbf{I}_z$  representa o momento de inércia da seção transversal em torno do eixo z local.
- $\mathbf{l}$  representa o comprimento total do elemento.

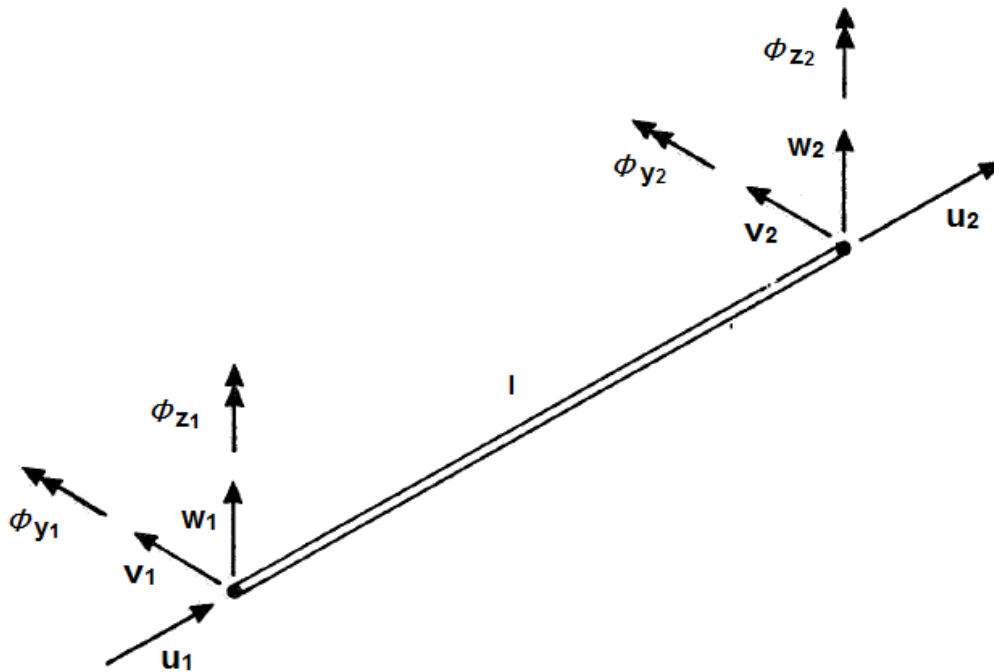


Figura 53 . Deslocamentos locais para um elemento de pórtico (SØREIDE *et al.*, 1993).

Na equação 2.127, a primeira integral representa a deformação axial da barra, enquanto que as duas integrais seguintes representam as contribuições provenientes das deformações por flexão.

Agora, a energia potencial devido às forças externas é escrita matematicamente como:

$$H = - \left( F_i u_i + \int_0^l q_x u \, dx + \int_0^l q_y v \, dx + \int_0^l q_z w \, dx \right) \quad (2.128)$$

onde:

- $F_i u_i$ , para  $i = 1...3$ , representa a força concentrada  $F$  aplicada em uma direção  $u$  qualquer.
- $q$  representa a força externa distribuída aplicada ao longo do comprimento da barra.

Finalmente, o potencial total do sistema no regime elástico será:

$$\Pi = U + H \quad (2.129)$$

A primeira variação incremental da energia de deformação interna do elemento pode ser obtida a partir da equação 2.127, como segue:



$$\begin{aligned} \delta U = \int_0^1 EA \left( u_{,x} + \frac{1}{2} v_{,x}^2 + \frac{1}{2} w_{,x}^2 \right) (\delta u_{,x} + v_{,x} \delta v_{,x} + w_{,x} \delta w_{,x}) dx \\ + \int_0^1 EI_z v_{,xx} \delta v_{,xx} dx + \int_0^1 EI_y w_{,xx} \delta w_{,xx} dx \end{aligned} \quad (2.130)$$

Introduz-se agora a força axial que atua no elemento, escrita na forma:

$$N = -EA \left( u_{,x} + \frac{1}{2} v_{,x}^2 + \frac{1}{2} w_{,x}^2 \right) \quad (2.131)$$

N é positivo para compressão. Destarte, incorporando 2.131 em 2.130, a primeira variação incremental da energia de deformação interna do elemento se torna:

$$\begin{aligned} \delta U = \int_0^1 EA u_{,x} \delta u_{,x} dx + \int_0^1 EI_z \left( v_{,xx} \delta v_{,xx} - \frac{N}{EI_z} v_{,x} \delta v_{,x} \right) dx \\ + \int_0^1 EI_y \left( w_{,xx} \delta w_{,xx} - \frac{N}{EI_y} w_{,x} \delta w_{,x} \right) dx - \int_0^1 (N + EA u_{,x}) \delta u_{,x} dx \end{aligned} \quad (2.132)$$

O primeiro termo da equação 2.132 representa a contribuição linear proveniente das deformações axiais. As duas integrais seguintes representam as deformações por flexão, incluindo suas amplificações devido à presença da força normal (também conhecidas como *efeitos de membrana*).

A última integral na equação 2.132 representa a deformação axial não linear proveniente das deflexões laterais  $v$  e  $w$ . Søreide *et al.* (1993) explicam que essa parcela atua como um parâmetro de ajuste para o equilíbrio vetorial das forças axiais, em adição à relação linear  $E A u_{,x}$  presente na primeira integral.

A partir de agora, faz-se necessário definir as relações elásticas força-deslocamento incrementais para o elemento unidimensional. Seja o incremento  $\Delta$  de deslocamento entre duas configurações deformadas próximas  $C_n$  e  $C_{n+1}$  (deformações moderadas). Considerando  $\delta U$  a variação da energia de deformação interna calculada para  $C_n$ , a expressão para  $\delta \Delta U$ , correspondente à  $C_{n+1}$ , será obtida a partir da seguinte equação:

$$\delta U = \delta(U + \Delta U) - \delta U \quad (2.133)$$

Incorporando 2.132 em 2.133, obtém-se a variação incremental procurada:

$$\begin{aligned}
\delta\Delta U = & \int_0^1 EA \Delta u_{,x} \delta u_{,x} dx \\
& + \int_0^1 EI_z \left( \Delta v_{,xx} \delta v_{,xx} - \frac{N}{EI_z} \Delta v_{,x} \delta v_{,x} \right) dx \\
& + \int_0^1 EI_y \left( \Delta w_{,xx} \delta w_{,xx} - \frac{N}{EI_y} \Delta w_{,x} \delta w_{,x} \right) dx \\
& + \int_0^1 EA \left( \Delta u_{,x} v_{,x} \delta v_{,x} + \Delta v_{,x} v_{,x} \delta u_{,x} \right) dx \\
& + \int_0^1 EA \left( \Delta u_{,x} w_{,x} \delta w_{,x} + \Delta w_{,x} w_{,x} \delta u_{,x} \right) dx \\
& + \int_0^1 EA \Delta v_{,x} v_{,x}^2 \delta v_{,x} dx + \int_0^1 EA \Delta w_{,x} w_{,x}^2 \delta w_{,x} dx \\
& + \int_0^1 EA \left( \Delta v_{,x} v_{,x} w_{,x} \delta w_{,x} + \Delta w_{,x} w_{,x} v_{,x} \delta v_{,x} \right) dx \\
& + \text{termos de ordem superior... desprezados.}
\end{aligned} \tag{2.134}$$

De maneira análoga, a variação correspondente ao incremento da energia potencial das forças externas é escrita como:

$$\delta\Delta H = - \left( \Delta F_i \delta u_i + \int_0^1 \Delta q_x \delta u dx + \int_0^1 \Delta q_y \delta v dx + \int_0^1 \Delta q_z \delta w dx \right) \tag{2.135}$$

Nesse momento, a formulação para o método dos elementos finitos, considerando a variação incremental da rigidez do elemento, é feita a partir da introdução de funções de interpolação (denominadas *funções de forma*) para cada deslocamento medido, como segue:

$$\mathbf{u}(x) = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{q}_u \tag{2.136}$$

$$\mathbf{v}(x) = \boldsymbol{\varphi}_v^T(x) \mathbf{v} \tag{2.137}$$

$$\mathbf{w}(x) = \boldsymbol{\varphi}_w^T(x) \mathbf{w} \tag{2.138}$$

Assim, a variação incremental da energia potencial interna total do elemento pode ser escrita matematicamente como:

$$\begin{aligned}
\delta\Delta U = & \delta\mathbf{u}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{u,x} \boldsymbol{\varphi}_{u,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{u} \\
& + \delta\mathbf{v}^T \int_0^1 \mathbf{EI}_z \left( \boldsymbol{\varphi}_{v,xx} \boldsymbol{\varphi}_{v,xx}^T \frac{N}{\mathbf{EI}_z} \boldsymbol{\varphi}_{v,x} \boldsymbol{\varphi}_{v,x}^T \right) \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{v} \\
& + \delta\mathbf{w}^T \int_0^1 \mathbf{EI}_y \left( \boldsymbol{\varphi}_{w,xx} \boldsymbol{\varphi}_{w,xx}^T \frac{N}{\mathbf{EI}_y} \boldsymbol{\varphi}_{w,x} \boldsymbol{\varphi}_{w,x}^T \right) \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{w} \\
& + \delta\mathbf{v}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{v,x} \mathbf{v}_x \boldsymbol{\varphi}_{u,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{u} + \delta\mathbf{u}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{u,x} \mathbf{v}_x \boldsymbol{\varphi}_{v,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{v} \quad (2.139) \\
& + \delta\mathbf{w}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{w,x} \mathbf{w}_x \boldsymbol{\varphi}_{u,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{u} + \delta\mathbf{u}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{u,x} \mathbf{w}_x \boldsymbol{\varphi}_{w,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{w} \\
& + \delta\mathbf{v}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{v,x} \mathbf{v}_x^2 \boldsymbol{\varphi}_{v,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{v} + \delta\mathbf{w}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{w,x} \mathbf{w}_x^2 \boldsymbol{\varphi}_{w,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{w} \\
& + \delta\mathbf{w}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{w,x} \mathbf{w}_x \mathbf{v}_x \boldsymbol{\varphi}_{v,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{v} + \delta\mathbf{v}^T \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{v,x} \mathbf{v}_x \mathbf{w}_x \boldsymbol{\varphi}_{w,x}^T \, d\mathbf{x} \Delta\mathbf{v}
\end{aligned}$$

Organizando os parâmetros na ordem u, v e w, os termos da matriz de rigidez elástica do elemento são determinados. Por fim, tem-se que:

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{uu} & \mathbf{k}_{uv} & \mathbf{k}_{uw} \\ \mathbf{k}_{vu} & \mathbf{k}_{vv} & \mathbf{k}_{vz} \\ \mathbf{k}_{wu} & \mathbf{k}_{wv} & \mathbf{k}_{ww} \end{bmatrix} \quad (2.140)$$

onde:

- $\mathbf{K}_T$  representa a matriz de rigidez do elemento de pórtico.

Da matriz dada pela equação 2.140 emergem diversas submatrizes. Para os termos da diagonal principal escreve-se:

$$\mathbf{k}_{uu} = \int_0^1 \mathbf{EA} \boldsymbol{\varphi}_{u,x} \boldsymbol{\varphi}_{u,x}^T \, d\mathbf{x} \quad (2.141)$$

$$\mathbf{k}_{vv} = \int_0^1 \mathbf{EI}_z \left( \boldsymbol{\varphi}_{v,xx} \boldsymbol{\varphi}_{v,xx}^T \frac{N}{\mathbf{EI}_z} \boldsymbol{\varphi}_{v,x} \boldsymbol{\varphi}_{v,x}^T \right) \, d\mathbf{x} \quad (2.142)$$

$$\mathbf{k}_{ww} = \int_0^1 \mathbf{EI}_y \left( \boldsymbol{\varphi}_{w,xx} \boldsymbol{\varphi}_{w,xx}^T \frac{N}{\mathbf{EI}_y} \boldsymbol{\varphi}_{w,x} \boldsymbol{\varphi}_{w,x}^T \right) \, d\mathbf{x} \quad (2.143)$$

Os termos subsequentes são provenientes de grandes rotações e representam contribuições não lineares para descrever o sistema. Tratam-se do acoplamento entre as deformações axial e lateral, lineares em termos de rotação:

$$\mathbf{k}_{vu} = \int_0^1 \mathbf{EA} \varphi_{v,x} v_x \varphi_{u,x}^T dx = \mathbf{k}_{uv}^T \quad (2.144)$$

$$\mathbf{k}_{wu} = \int_0^1 \mathbf{EA} \varphi_{u,x} v_x \varphi_{v,x}^T dx = \mathbf{k}_{uw}^T \quad (2.145)$$

Finalmente, os termos da diagonal principal correspondentes às deflexões laterais  $k_{vv}$  e  $k_{ww}$  ganham contribuições adicionais provenientes dos termos rotacionais de segunda ordem. São eles:

$$\mathbf{k}_{vv}^{II} = \int_0^1 \mathbf{EA} \varphi_{v,x} v_x^2 \varphi_{v,x}^T dx \quad (2.146)$$

$$\mathbf{k}_{ww}^{II} = \int_0^1 \mathbf{EA} \varphi_{w,x} w_x^2 \varphi_{w,x}^T dx \quad (2.147)$$

E o acoplamento entre as duas direções de deflexão é dado por:

$$\mathbf{k}_{vw} = \int_0^1 \mathbf{EA} \varphi_{w,x} w_x v_x \varphi_{v,x}^T dx = \mathbf{k}_{vw}^T \quad (2.148)$$

Sørøide *et al.* (1993) observam que as equações 2.141 a 2.148 preservam a simetria da matriz de rigidez incremental final. Ainda, as equações 2.144 a 2.148 contribuem para corrigir a matriz de rigidez frente às grandes deformações que ocorrem no elemento, enquanto que em formulações lineares esses termos são negligenciados.

Por fim, sejam os campos de deslocamentos transversais, descritos pelas equações diferenciais para uma viga sujeita a forças nodais axiais e nenhum carregamento lateral:

$$v_{xxxx} + \frac{N}{EI_z} v_{,xx} = 0 \quad (2.149)$$

$$w_{xxxx} + \frac{N}{EI_y} w_{,xx} = 0 \quad (2.150)$$

As funções de interpolação utilizadas na formulação apresentada (Equações 2.136 a 2.138) são tomadas como as soluções exatas para essas equações diferenciais de quarta ordem. Genericamente, tem-se que:

$$\phi^T = \left[ \cos(kx), \sin(kx), \frac{x}{I}, 1 \right] \quad (2.151)$$

para N positivo (compressão), e

$$\phi^T = \left[ \cosh(kx), \sinh(kx), \frac{x}{I}, 1 \right] \quad (2.152)$$

para N negativo (tração).

sendo:

$$k^2 = \frac{|N|}{EI} \quad (2.153)$$

onde:

- I representa o comprimento do elemento unidimensional.
- N representa a força normal atuante no elemento.
- I representa a inércia da seção transversal do elemento em relação à direção considerada, y ou z.

Sørøide *et al.* (1993) explicam que a vantagem no uso dessas funções de interpolação está no fato de que todas as integrações definidas na expressão da rigidez do elemento podem ser resolvidas analiticamente. Mais além, a “qualidade”, nas palavras desses pesquisadores, destas funções de forma permite a simplificação da modelagem estrutural: apenas um elemento por membro físico é, normalmente, suficiente para simular o comportamento de vigas e vigas-coluna com satisfatória acurácia.

Entretanto, os pesquisadores observam que, em relação ao problema de instabilidade por compressão, para forças axiais muito pequenas em relação à carga de flambagem de Euler, as funções de forma definidas pelas equações 2.151 e 2.152 tornam-se inacuradas. Por isso, nesse momento, elas são substituídas por funções de forma polinomiais de terceira ordem. A transição desses polinômios para as funções de interpolação trigonométricas/exponenciais é feita a partir de 5% da carga crítica de Euler.

As formulações aqui apresentadas formam a base do elemento unidimensional de dois nós, que se apresenta como a entidade mais importante do programa *USFOS* (SINTEF,

2012), utilizado na presente pesquisa. Novamente, não foram aqui tratados os efeitos devido à torção, mas estes são introduzidos diretamente na matriz de rigidez do elemento pelo programa (SØREIDE *et al.*, 1993). Finalmente, o elemento provê as seguintes possibilidades não lineares ao modelo estrutural de análise (SINTEF, 2012):

- **Não linearidade geométrica** devido a grandes deslocamentos laterais, que derivam termos adicionais introduzidos na matriz de rigidez do elemento, além do acoplamento entre esses deslocamentos e a força axial atuante. A influência de grandes deslocamentos nodais é considerada na atualização da geometria do sistema, para cada deslocamento incremental, a partir de formulações lagrangianas aplicadas ao problema.
- **Plasticidade**, dada pela introdução de rótulas plásticas no momento em que as curvas de interação plástica definidas para as tensões resultantes são excedidas. Rótulas plásticas são introduzidas nos nós e no meio do vão do elemento, quando necessário. As equações que descrevem o sistema estrutural são modificadas adequadamente, para que considerem os efeitos na mudança de comportamento do material, a partir de formulações baseadas na teoria do fluxo plástico dos materiais<sup>20</sup>.
- **Flambagem elastoplástica de vigas-coluna**, que está automaticamente contida dentro da formulação baseada na energia interna do sistema. Uma vez que a ocorrência desse fenômeno sempre acompanha a formação de rótulas plásticas em pontos onde as tensões resultantes excedem as superfícies de interação definidas para o elemento, esse modo de falha não difere dos demais modos plásticos convencionais.

## 2.5.2. RÓTULAS PLÁSTICAS

Rótulas plásticas são artifícios matemáticos utilizados para considerar as modificações na estrutura do material e da seção transversal de um membro estrutural, a partir do ponto de início do seu escoamento (saída do regime linear elástico).

---

<sup>20</sup> As teorias macromecânicas da plasticidade descrevem as deformações plásticas de forma fenomenológica em nível macroscópico, e estabelecem relações entre quantidades mecânicas macroscópicas como tensões e deformações. Essas teorias se baseiam em noções de superfícies de escoamento e regras de encruamento, que governam as relações tensão-deformação dos materiais (RUSINKO & RUSINKO, 2011).

Em análises não lineares, especialmente na avaliação do colapso progressivo de estruturas reticulares, a aplicação de rótulas plásticas ao modelo computacional é fundamental para refletir sua real capacidade de dissipação de energia e, conseqüentemente, mobilizar a sua habilidade para redistribuir os esforços solicitantes.

Considerando a aplicação dos conceitos definidos pela teoria da plasticidade, as seguintes premissas são a seguir estipuladas:

1. Existe uma condição inicial para o escoamento do material que pode ser representada por uma superfície de escoamento em um espaço de tensões.
2. Existe uma lei de fluxo que relaciona os incrementos de deformação plástica com os incrementos das tensões atuantes na seção transversal de um elemento.
3. Define-se uma lei de encruamento<sup>21</sup> que relaciona a passagem da superfície de escoamento para um ponto qualquer na superfície de plastificação do material ou da seção do elemento.

Considera-se, inicialmente, que em um modelo elástico-perfeitamente-plástico a primeira premissa estipulada pode ser descrita através de uma fórmula interativa aplicada à seção transversal do elemento, como segue:

$$\mathbf{F}(S_i) = \mathbf{0}, i = 1..6 \quad (2.154)$$

sendo:

$$S_1 = \frac{N}{\sigma_y A}$$

$$S_2 = \frac{Q_y}{\tau_y A_y}$$

$$S_3 = \frac{Q_z}{\tau_y A_z}$$

$$S_4 = \frac{M_x}{\tau_y W_x}$$

---

<sup>21</sup> Zona de transição entre os regimes de deformações elástico e plástico, designado pelo termo em inglês *strain hardening*.

$$S_5 = \frac{M_y}{\sigma_y W_y}$$

$$S_6 = \frac{M_z}{\sigma_z W_z}$$

onde:

- $S_1$  representa a força axial normalizada.
- $S_2$  representa a força de cisalhamento na direção local y normalizada.
- $S_3$  representa a força de cisalhamento na direção local z normalizada.
- $S_4$  representa o momento torsor normalizado.
- $S_5$  representa o momento fletor em torno do eixo y local normalizado.
- $S_6$  representa o momento fletor em torno do eixo z local normalizado.
- $A$  representa a área da seção transversal do elemento.
- $W$  representa o módulo resistente da seção transversal do elemento.
- $\sigma_y$  representa a tensão de escoamento do material constituinte do elemento.

A equação 2.154 define o limiar a partir do qual se tem um estado plástico de tensões. Assim, para que sejam mantidas as condições elásticas, observa-se que:

$$\mathbf{F}(S_i) < 0 \tag{2.155}$$

Essa definição se aplica, somente, aos materiais cujas leis constitutivas não apresentem região intermediária na passagem do regime elástico para o regime plástico. Destarte, a superfície de escoamento permanece inalterada frente à ocorrência de deformações plásticas. Isso significa que, para o aumento (incremental e infinitesimal) da força na passagem de um estado plástico de tensões para outro, a seguinte relação deve ser válida (SØREIDE *et al.*, 1993):

$$d\mathbf{F} = 0 \tag{2.156}$$

A equação 2.156 pode, então, ser expandida:

$$\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial N} dN + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial Q_y} dQ_y + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial Q_z} dQ_z + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial M_x} dM_x + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial M_y} dM_y + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial M_z} dM_z = 0 \tag{2.157}$$



Neste momento, pode-se definir um gradiente de fluxo, ou uma regra, para que a função de escoamento descrita pela equação 2.154 seja utilizada como um potencial de plastificação. Denota-se o vetor  $\vec{v}_p$  das deformações plásticas. Para cada rótula plástica haverá um vetor associado, de acordo com o que segue (SØREIDE *et al.*, 1993):

$$d\vec{v}_p = d\lambda \frac{\partial \vec{F}}{\partial \vec{S}} \quad (2.158)$$

sendo:

$$\vec{S} = [N, Q_y, Q_z, M_x, M_y, M_z]^T$$

onde:

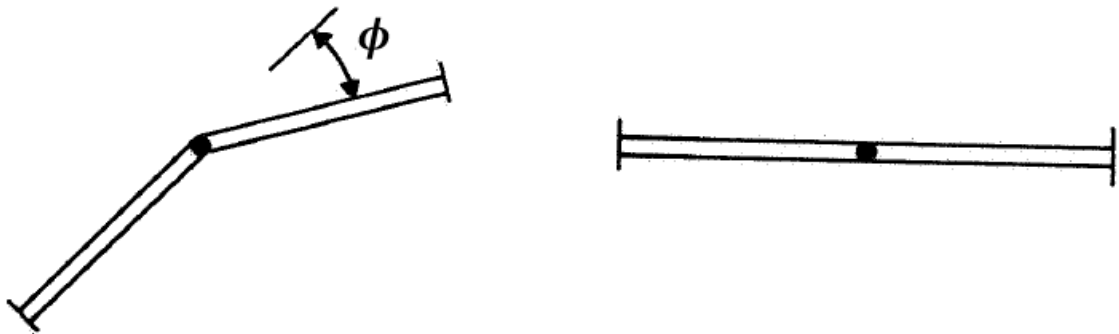
- $\vec{S}$  representa o vetor que contém os esforços solicitantes seccionais na rótula plástica.
- $d\lambda$  é uma grandeza escalar (sempre positiva, porém nula para deformações puramente elásticas).
- $\frac{\partial \vec{F}}{\partial \vec{S}}$  representa o gradiente na superfície de escoamento do material.

Para fins de ilustração, a equação 2.158 pode ser expandida, sendo o índice p sobrescrito referido às deformações plásticas:

$$\begin{Bmatrix} du^p \\ dv^p \\ dw^p \\ d\phi_x^p \\ d\phi_y^p \\ d\phi_z^p \end{Bmatrix} = d\lambda \begin{Bmatrix} \frac{\partial F}{\partial N} \\ \frac{\partial F}{\partial Q_y} \\ \frac{\partial F}{\partial Q_z} \\ \frac{\partial F}{\partial M_x} \\ \frac{\partial F}{\partial M_y} \\ \frac{\partial F}{\partial M_z} \end{Bmatrix} \quad (2.159)$$

Søreide *et al.* (1993) explicam que o vetor  $\vec{v}_p$ , introduzido pela equação 2.158, é uma medida de deformações localizadas no ponto de formação da rótula plástica, e fornece os deslocamentos adjacentes aos dois lados da rótula. Dessa forma, os “movimentos de corpo

rígido” de rotação da própria rótula não possuem influência sobre a resposta do comportamento do elemento (Figura 54).



**Figura 54** . Ilustração da eliminação das rotações de corpo rígido nos pontos de formação de rótulas plásticas (SØREIDE *et al.*, 1993).

A partir de agora, pode-se generalizar os conceitos apresentados para considerar os efeitos devido ao encruamento do material. Para cada estado de deformação de uma rótula plástica, postula-se que há uma única superfície de escoamento em função dos esforços solicitantes normalizados, descrita de forma análoga à equação 2.154, sendo:

$$F(S_i) = \frac{S_i - \alpha_i}{\sigma_y W_i z_y} = 0, \quad i = 1..6 \quad (2.160)$$

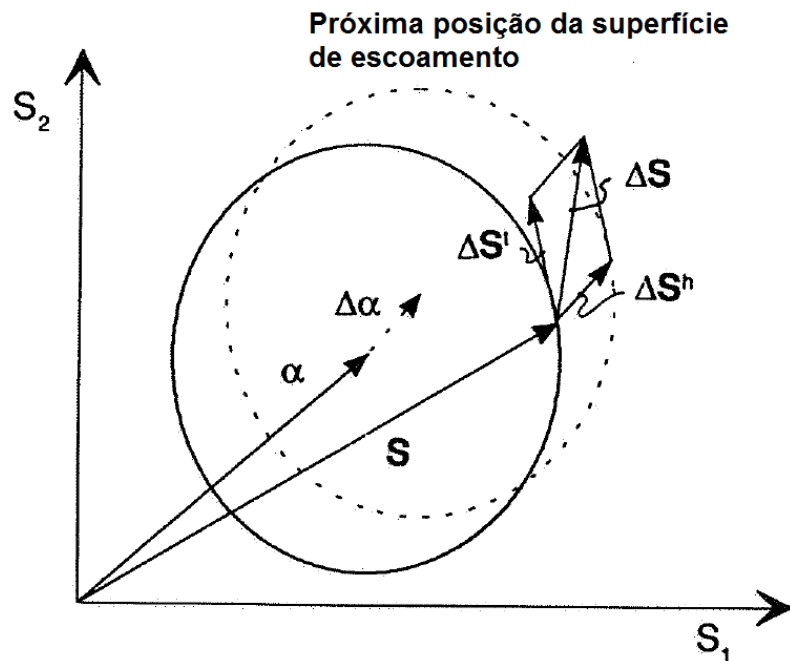
onde:

- $S_i$  representa a dimensão da força normalizada.
- $\alpha_i$  representa as componentes da translação da superfície de escoamento no espaço vetorial das forças atuantes, para um dado incremento (Figura 55).
- $\sigma_y$  representa a tensão de escoamento do material constituinte do elemento.
- $W_i$  representa o módulo resistente da seção atribuído à força atuante.
- $z_y$  representa a extensão da superfície de escoamento no espaço de forças normalizadas.

Agora, o encruamento do material tem início quando:

$$F(S_i) > 0 \quad (2.161)$$

A figura 55, a seguir, ilustra a decomposição de forças para a avaliação do fluxo de plastificação, considerando o encruamento do material. Observa-se que o parâmetro  $z_y$  e a forma da superfície de escoamento são mantidos constantes, ao passo que a sua origem pode transladar:



**Figura 55** . Decomposição de forças para análise do fluxo de plastificação com consideração do encruamento (SØREIDE *et al.*, 1993).

O vetor  $\vec{S}$  corresponde à força instantânea que atua no corpo. O incremento total da força durante um estágio de carregamento pode ser dividido em duas parcelas, escritas vetorialmente para as seis dimensões do espaço de forças normalizadas, como segue:

$$\Delta \vec{S} = \Delta \vec{S}^t + \Delta \vec{S}^h \quad (2.162)$$

onde:

- $\Delta \vec{S}^t$  representa a componente do vetor  $\vec{S}$  tangencial à superfície de escoamento e que não altera o fluxo de plastificação da seção.
- $\Delta \vec{S}^h$  representa a componente do vetor  $\vec{S}$  não tangencial à superfície de escoamento, que acarreta a alteração do fluxo de plastificação da seção.

A alteração no fluxo de plastificação é, então, representada por uma translação  $\Delta\alpha$  da superfície de escoamento, como mostra a figura 55. Assim, pode-se escrever a seguinte igualdade vetorial:

$$\Delta\alpha = \Delta\vec{S}^h \quad (2.163)$$

Desta forma, em concordância com os critérios de consistência definidos pela equação 2.158, pode-se escrever:

$$\frac{\partial F}{\partial \vec{S}} \Delta\vec{S}^t = 0 \quad (2.164)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \vec{S}} \Delta\vec{S}^h > 0 \quad (2.165)$$

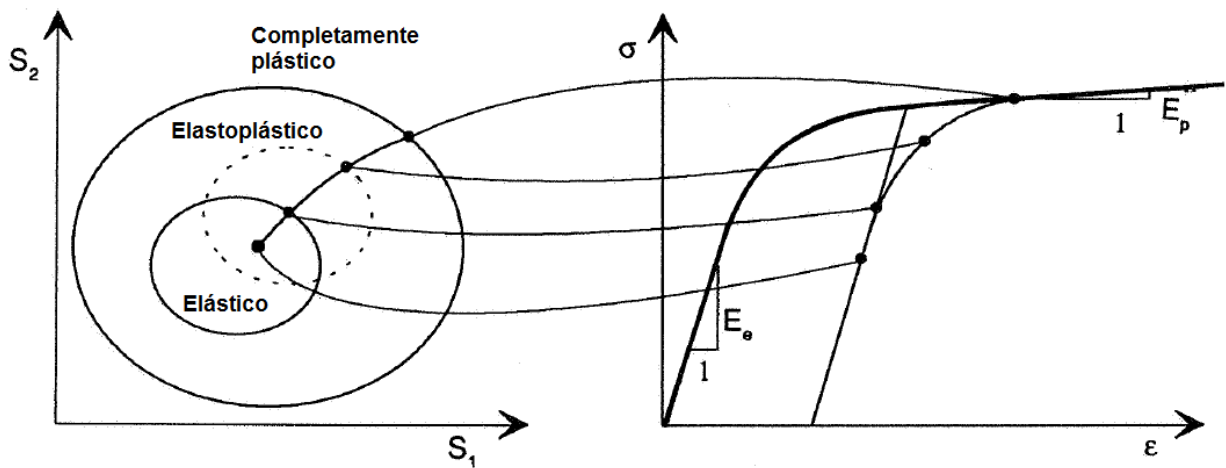
Finalmente, considera-se que, para um incremento de força, a relação entre os esforços incrementais e as deformações plásticas seja linear. E como somente a componente incremental  $\Delta\vec{S}^h$  altera o fluxo de plastificação, a seguinte relação matemática pode ser escrita:

$$\Delta\vec{S}^h = \vec{k}^h d\vec{v}_p \quad (2.166)$$

onde:

- $\vec{k}^h$  representa a matriz do módulo plástico (encruamento) da seção.
- $d\vec{v}_p$  representa o vetor das deformações incrementais que ocorrem na rótula plástica, descrito pela equação 2.158.

A formulação apresentada reflete uma abordagem multidirecional para o tratamento matemático das rótulas plásticas, podendo ser generalizada para qualquer lei constitutiva. Representa um método mais sofisticado para considerar o acoplamento entre as diversas tensões atuantes, em contrapartida ao uso de um conjunto de curvas unidimensionais. A figura 56 ilustra a analogia entre o tratamento multidirecional e o uso de curvas tensão-deformação, comumente utilizadas para descrever o comportamento das rótulas plásticas.



**Figura 56 .** Analogia entre a abordagem multidirecional e as curvas unidimensionais tensão-deformação para descrever o comportamento das rótulas plásticas (SØREIDE *et al.*, 1993).

### 2.5.3. MODELAGEM DE MEMBROS TUBULARES

Skallerud e Amdahl (2009) afirmam que a entidade fundamental para a modelagem matemática de plataformas fixas *offshore* é o elemento finito unidimensional de pórtico. Sendo assim, para situações onde se tenha a ação de forças ambientais extremas, é importante que a formulação desse elemento considere de forma correta os efeitos devido às deformações plásticas e às mudanças na geometria da estrutura.

Os pesquisadores explicam que, comumente, considera-se os efeitos provenientes da plastificação do material, integrando-os às relações constitutivas entre tensões e deformações uniaxiais reduzidas à seção transversal da barra, utilizando 5 ou 8 pontos de Gauss<sup>22</sup>, dependendo do problema. Contudo, como mostrado anteriormente, uma abordagem mais eficiente consiste no uso de superfícies de escoamento baseadas nas resultantes de forças que atuam sobre o elemento, como feito para descrever o problema das rótulas plásticas.

No caso da plastificação completa da seção transversal de um membro tubular, a interação entre as tensões axiais e as tensões de cisalhamento é, normalmente, negligenciada, e a expressão 2.154 pode ser escrita como (SØREIDE *et al.*, 1993):

$$\mathbf{F}(\mathbf{N}, \mathbf{M}_x, \mathbf{M}_y, \mathbf{M}_z, \beta_i, z_y) = \mathbf{0} \tag{2.167}$$

<sup>22</sup> A regra da quadratura de Gauss aproxima a integral de uma função por um somatório com pesos dos valores assumidos pela função em pontos específicos dentro do domínio de integração (ver BURDEN, R. & FAIRES, J. D., **Análise Numérica**. Editora Thomson, 2003).

$$F(N, M_x, M_y, M_z, \beta_i, z_y) = (1 - m_x^2)^{\frac{1}{2}} \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{n}{(1 - m_x^2)^{\frac{1}{2}}}\right) - (m_y^2 - m_z^2)^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (2.168)$$

sendo:

$$n = \frac{N - \beta_1}{N_p z_y}$$

$$m_x = \frac{M_x - \beta_2}{M_{p_x} z_y}$$

$$m_y = \frac{M_y - \beta_3}{M_{p_y} z_y}$$

$$m_z = \frac{M_z - \beta_4}{M_{p_z} z_y}$$

onde:

- $N_p$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$  representam as capacidades plásticas para força axial, momentos fletores e momento torsor, respectivamente, da seção transversal do elemento.
- $z_y$  representa, novamente, extensão da superfície de escoamento no espaço de forças normalizadas.
- $\beta_i$  representa a translação da superfície de escoamento no espaço de forças.

### 2.5.3.1. IMPERFEIÇÕES INICIAIS

Defilippo (2007) explica que as imperfeições físicas de um elemento estão associadas às suas tolerâncias de fabricação, seja por conta de tensões residuais no material ou por desalinhamento geométrico de fabricação.

Em uma análise não linear, as imperfeições iniciais devem ser consideradas, devido aos efeitos de segunda ordem por elas causados, que contribuem para a redução da resistência de um elemento e, conseqüentemente, de todo o conjunto, especialmente em estruturas esbeltas. Além disso, Defilippo (2007) relata que algumas estruturas apresentam pontos críticos em sua trajetória de equilíbrio, que podem ser altamente sensíveis a essas pequenas imperfeições.

Para membros mais suscetíveis à flambagem, deslocamentos laterais em seus pontos médios devem ser introduzidos no modelo matemático para reproduzir esse

fenômeno de maneira adequada dentro da análise. Tais deslocamentos podem ser impostos por meio de deformações presentes em um estado iminente de flambagem ou por imperfeições geométricas propriamente associadas à configuração original do elemento (SØREIDE *et al.*, 1993).

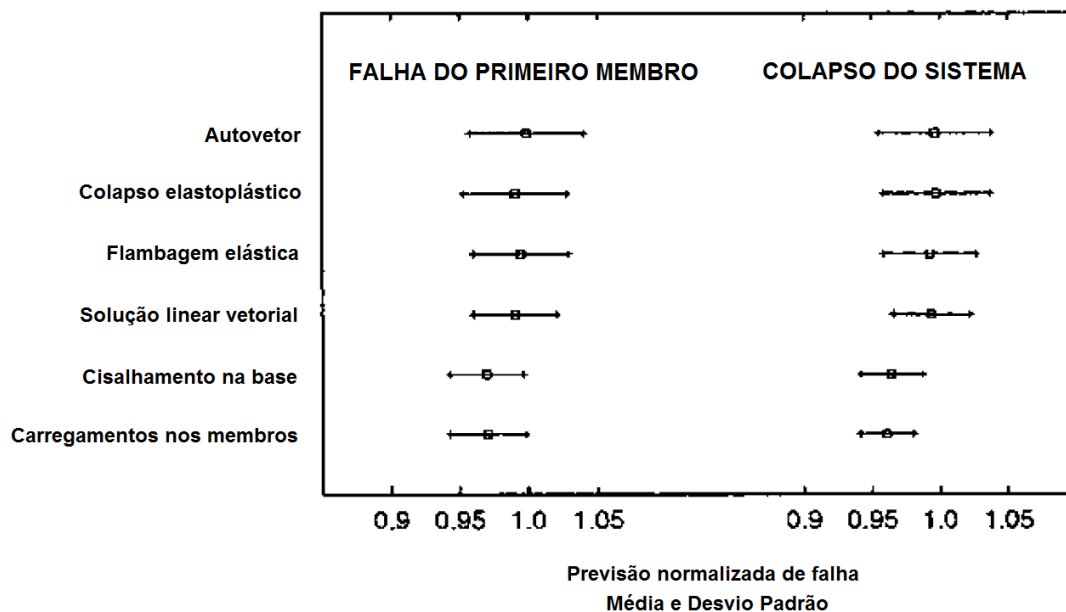
A problemática das imperfeições iniciais exigiria, a rigor, análises probabilísticas trabalhosas, visto que podem ser tratadas como características aleatórias em um sistema estrutural. Por isso, métodos simplificados devem ser considerados. Mais além, como afirmam Søreide *et al.* (1993), as imperfeições iniciais devem ser escolhidas de tal forma que o conservadorismo inerente aos métodos limites previstos nas normas vigentes seja respeitado. E nesse sentido, as análises não lineares se apresentam como técnicas adequadas, por considerarem a redundância estrutural do sistema.

As direções das deformações referentes às imperfeições iniciais são, como mencionado, desconhecidas (aleatórias). Assim, de maneira conservadora, pode-se selecionar as direções que representam a maior redução da resistência à flambagem em um elemento. Søreide *et al.* (1993) e Skallerud e Amdahl (2009) apresentam os resultados para diversas simulações feitas com diferentes tipos de abordagens para tratar essa problemática. Assim, o padrão das imperfeições iniciais pode ser obtido através do(a):

- Adoção do menor autovetor da matriz de rigidez do sistema.
- Vetor de deslocamentos no colapso do sistema estrutural.
- Modo de flambagem elástica do sistema estrutural.
- Solução linear para o vetor de carregamentos externos.
- Força de cisalhamento global na base da estrutura (força resultante).
- Forças distribuídas individualmente em cada membro estrutural.

Skallerud e Amdahl (2009) relatam que um estudo feito com seis jaquetas instaladas no Mar do Norte, com diferentes números de pernas, configurações e tamanhos, mostrou a acurácia dos resultados obtidos com base nas técnicas listadas (Figura 57). Esses estudos foram feitos através de análises do tipo *Pushover*, considerando cada um dos padrões de imperfeições iniciais, bem como com a estrutura geometricamente perfeita. Os resultados obtidos foram normalizados com relação àqueles encontrados para a estrutura perfeita.

Ainda com base nos dados mostrados na figura 57, verifica-se que o padrão de deformações relacionado com a direção da força global de cisalhamento na base apresenta a menor força resistente limite e o menor desvio padrão, dando indícios de que seja uma das abordagens mais adequadas.



**Figura 57** . Valor médio e desvio padrão para diferentes abordagens para o problema das imperfeições iniciais (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Skallerud e Amdahl (2009) afirmam que, dentre os procedimentos existentes, ainda não há um consenso no meio técnico sobre aquele que apresenta resultados mais “corretos”. Devido à falta de maiores informações para tratar o problema, esses pesquisadores recomendam o emprego do método mais conservador.

Defilippo (2007), por exemplo, discorre sobre o tratamento através da solução de um problema de autovalores associados à matriz de rigidez geométrica da estrutura. A idéia básica desse método consiste em fazer com que a configuração inicial da estrutura com imperfeições geométricas tenha a forma de um modo de flambagem combinado

A norma ISO 19902 (2007) especifica que o desaparecimento devido ao processo de fabricação dos membros tubulares não deve ser maior do que  $L/1000$ , sendo  $L$  o comprimento medido entre as suas extremidades.

Por fim, a norma API RP 2A-WSD (2007) refere-se à norma API SPEC 2B (2007) para abordar esse assunto. Esta determina que o desalinhamento máximo permitido para membros com até 3 metros seja de 3 milímetros. Para comprimentos maiores, o desvio máximo permitido é de  $1,05L$  milímetros ( $L$  dado em metros), não excedendo 9,5 milímetros para cada 12 metros de comprimento.

### 2.5.3.2. INSTABILIDADE DE MEMBROS COMPRIMIDOS

Além da possibilidade de colapso das juntas tubulares, o principal modo de falha em estruturas fixas *offshore* do tipo jaqueta é a perda de estabilidade de membros tubulares



comprimidos. Skallerud e Amdahl (2009) explicam que, em muitos projetos otimizados de plataformas, o colapso global do sistema é governado por um ou alguns elementos que atingem as suas capacidades compressivas limite. Esse é o caso, especialmente, de plataformas com contraventamento essencialmente formado por juntas do tipo K.

Dessa forma, é da maior importância que os métodos computacionais empregados sejam capazes de simular com acurácia a resposta de cada membro frente às forças de compressão atuantes. Mais além, a resposta posterior ao patamar máximo resistente, correspondente ao descarregamento do membro, tem relevância significativa na capacidade de redistribuição do sistema estrutural.

Como mencionado anteriormente, em estruturas reais, é impossível evitar imperfeições iniciais. Destarte, membros comprimidos estão sujeitos a momentos secundários, e sua resistência limite à compressão pode ser determinada sem que seja necessário realizar uma análise de bifurcação<sup>23</sup> das trajetórias de equilíbrio.

Todos os membros tubulares possuem tensões residuais devido aos processos de fabricação e soldagem. Mais além, podem apresentar ovalizações e desaprumo. Por outro lado, as curvas para o projeto de colunas são calibradas com base em um grande número de dados experimentais. Por isso, elas consideram, mesmo que não explicitamente, os efeitos devido às imperfeições e tensões residuais. Tais curvas, portanto, podem ser usadas para determinar um “desalinhamento de projeto” (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Skallerud & Amdahl (2009) propõem, considerando a capacidade resistente obtida através de uma dessas curvas, a aplicação da equação da capacidade de uma viga-coluna para que uma imperfeição equivalente possa ser determinada, como segue:

$$\frac{N_{cr}}{A} + \frac{N_{cr}e^*}{W} \frac{1}{1 - \frac{N_{cr}}{N_E}} = \frac{N_{Sd}}{A} \quad (2.169)$$

onde:

- $N_E$  representa a carga crítica de flambagem de Euler.
- $N_{cr}$  representa a carga crítica obtida através das curvas de projeto.
- $N_{Sd}$  representa a carga compressiva de projeto.
- $A$  representa a área da seção transversal do elemento.
- $W$  representa o momento elástico da seção transversal do elemento.
- $e^*$  representa a imperfeição inicial do elemento.

Resolvendo a equação 2.169 com respeito à imperfeição  $e^*$ , obtém-se:

<sup>23</sup> Vide SKALLERUD & AMDAHL (2009), DEFILIPPO (2007), MENEZES (2007) e SØREIDE *et al.* (1993).

$$e^* = \frac{W}{A} \left( 1 - \frac{N_{cr}}{N_E} \right) \left( \frac{N_{Sd}}{N_{cr}} - 1 \right) \quad (2.170)$$

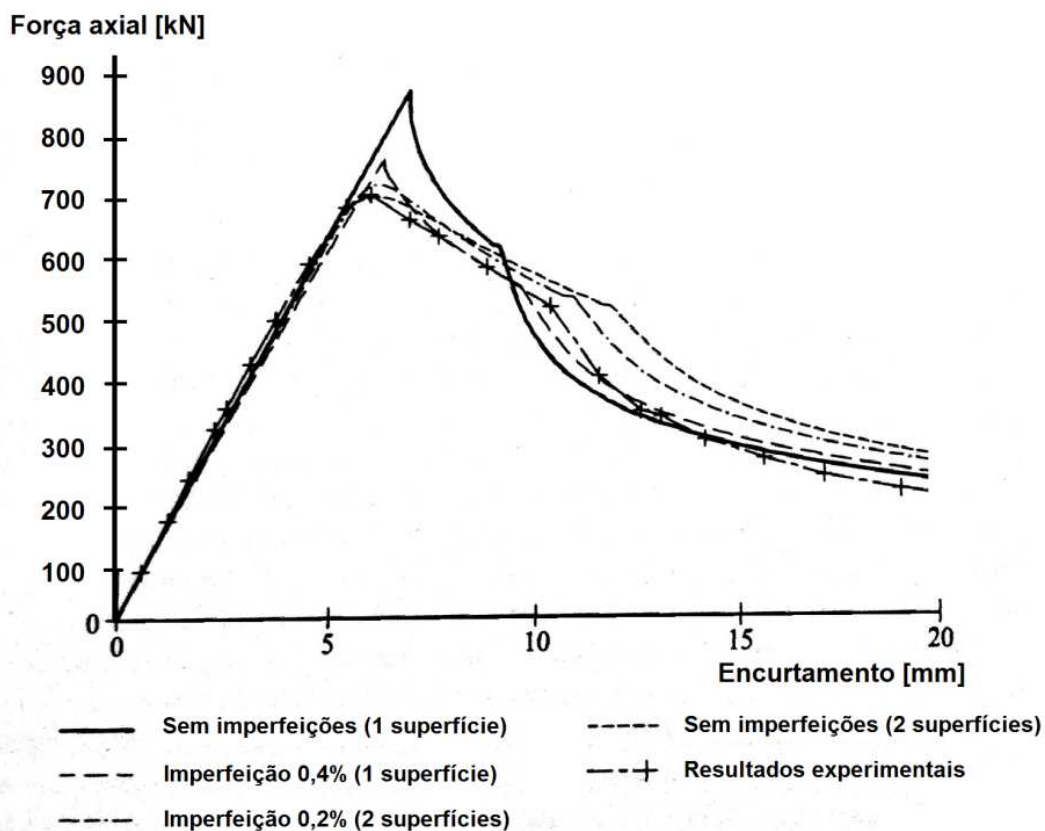
Skallerud e Amdahl (2009) afirmam que a proposta da equação 2.170 é extremamente conveniente para aplicações em análises não lineares. Observam também, que as técnicas de análise linear usualmente empregadas se baseiam na verificação das tensões de início de escoamento, considerando também os efeitos de segunda ordem devido à flexão. Ainda, a capacidade axial dos elementos é obtida com base em curvas de projeto que, como já mencionado, levam em conta imperfeições e tensões residuais.

Todavia, em uma análise não linear o comportamento físico de cada elemento é modelado diretamente, simulando o desenvolvimento de rótulas plásticas e tendo em sua formulação parâmetros que consideram os efeitos de segunda ordem por flexão. Dessa forma, se nenhuma imperfeição inicial for empregada, a análise se tornará incoerente.

SINTEF (2012) afirma que, para que os membros de um sistema estrutural falhem por flambagem, devem ser introduzidas em suas seções médias o que denomina *deformação de estado pré-flambagem*, da ordem de  $10^{-5}L$ . Em alguns casos, contudo, isso não é suficiente e, portanto, as imperfeições iniciais devem ser atribuídas aos membros para que as suas resistências à flambagem não sejam superestimadas.

A figura 58, a seguir, ilustra os resultados obtidos para uma série de simulações numéricas, considerando diferentes técnicas de modelagem que utilizam uma única superfície de plastificação, ou duas superfícies para representar a interação não linear entre o escoamento e a completa plastificação do elemento (com encruamento). Ainda, foram estudados os efeitos devidos às imperfeições iniciais de 0,2% e 0,4% do comprimento destravado do elemento.

Observa-se que se as imperfeições iniciais não forem consideradas, a carga máxima resistente será superestimada. Contudo, ao empregar uma imperfeição geométrica inicial, os resultados convergem para os valores obtidos experimentalmente. Dessa forma, pode-se concluir que o uso combinado de uma superfície de interação que descreva adequadamente o comportamento elastoplástico do material, aliado às imperfeições iniciais, geram resultados próximos do real, medidos em laboratório.



**Figura 58** . Simulação do colapso por perda de estabilidade de um membro tubular através de diferentes métodos e considerando imperfeições iniciais (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

As normas API RP 2A-LRFD (1993), API RP 2A-WSD (2007), NORSOK N-004 (2004) e ISO 19902 (2007) possuem critérios para considerar as imperfeições iniciais em suas formulações. A figura 59 apresenta os resultados para a análise de flambagem de um membro isolado utilizando o programa *USFOS*, de acordo com os critérios de cada uma dessas publicações.

Para fins de ilustração, a figura 60 compara os resultados obtidos com simulações realizadas utilizando o programa *USFOS*, em relação à curva de resistência dada pela norma API RP 2A-WSD (2007). Observa-se um bom ajuste entre a nuvem de pontos e o gráfico traçado, apesar do leve conservadorismo detectado para colunas com razões de esbeltez intermediárias (SINTEF, 2012). Os resultados também são bastante acurados para as normas API RP 2A-LRFD (1993), ISO 19902 (2007) e Norsok N-004 (2004) (*Vide* SINTEF, 2012).

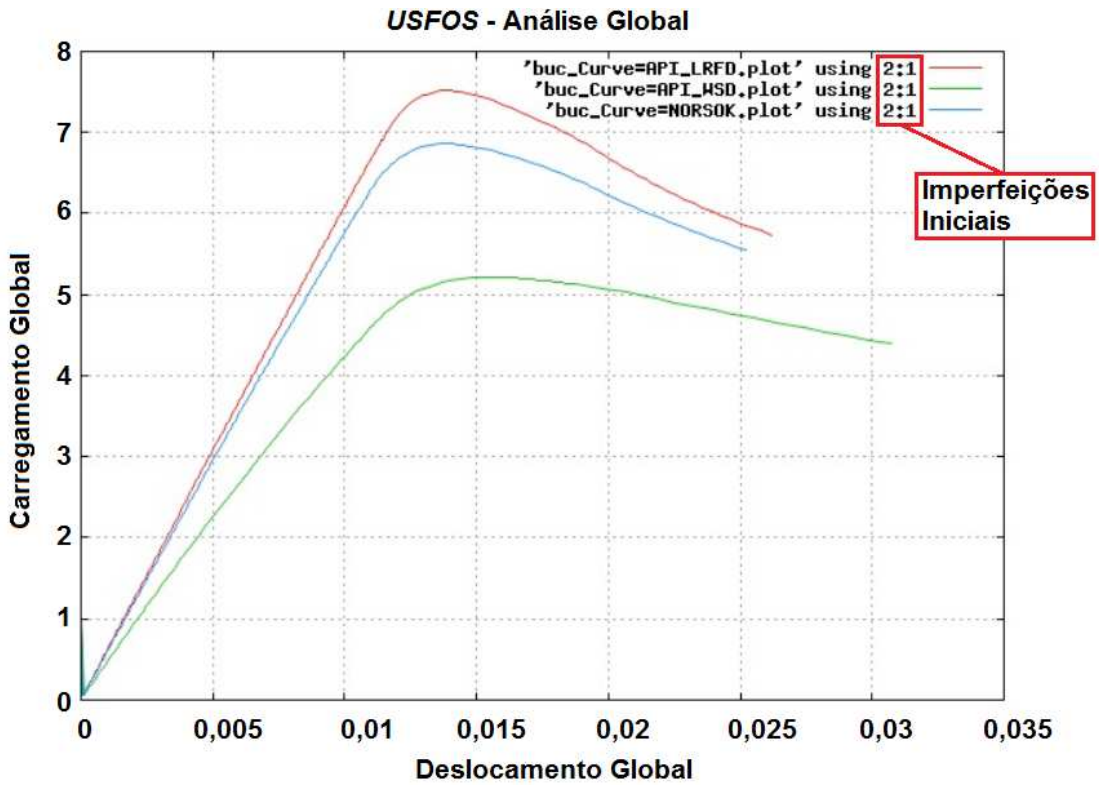


Figura 59 . Avaliação da flambagem de um elemento isolado considerando os critérios para imperfeições iniciais das principais normas vigentes (SINTEF, 2012).

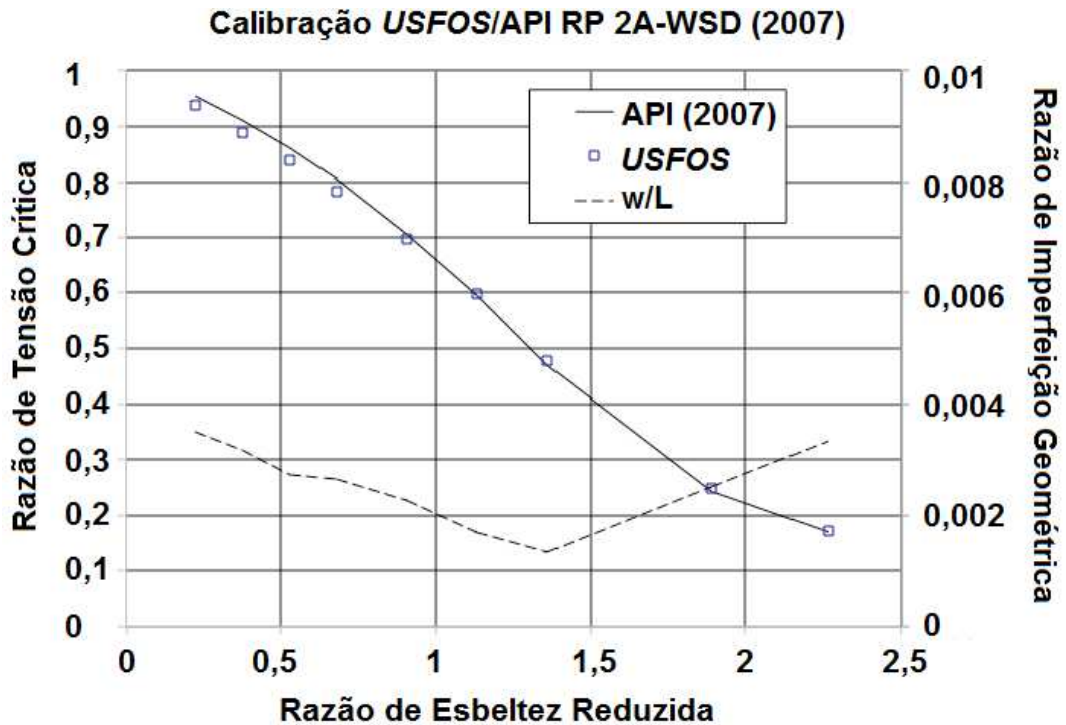


Figura 60 . Comparação dos resultados obtidos com o programa USFOS para a flambagem de membros tubulares, considerando diversas taxas de imperfeições geométricas, em relação à curva de resistência da norma API RP 2A-WSD (2007) (SINTEF, 2012).

### 2.5.3.3. MODELAGEM DE JUNTAS TUBULARES

A modelagem de juntas tubulares requer o emprego de técnicas baseadas na solução de cascas simplesmente apoiadas, submetidas a tensões distribuídas altamente concentradas em sua área de influência. São elas: forças radiais e tangenciais e momentos em torno dos eixos X e Y (Figura 61).

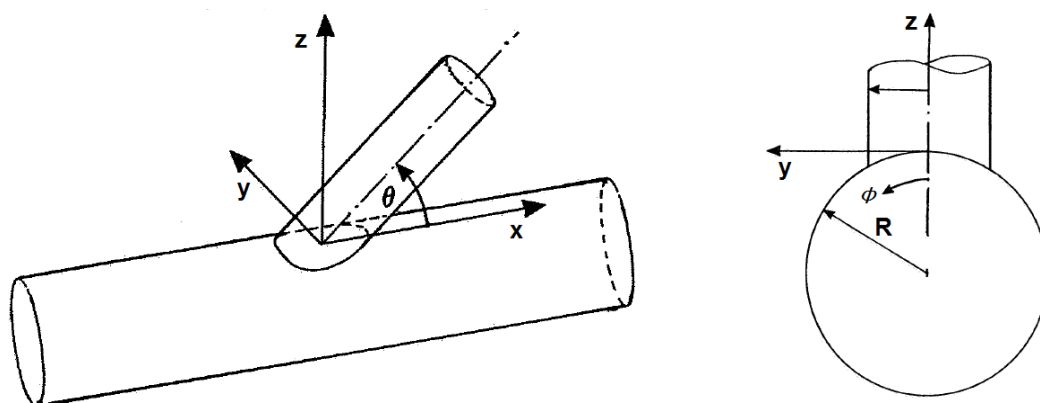


Figura 61 . Sistema de coordenadas para modelagem de juntas tubulares.

Soreide (1993) explica que os carregamentos devem ser transferidos das terminações dos *braces* através da junta para o *chord*. A rigidez total da junta na direção z é dada pela superfície do *chord*, combinando suas rigidezes radial e tangencial.

Observando a figura 61, no ponto onde  $\phi = 0$ , apenas a rigidez radial contribui para a rigidez na direção z. Contudo, percorrendo o arco perpendicular à geratriz do *chord*, a contribuição da rigidez tangencial passará a aumentar, até o ponto onde  $\phi = \frac{\pi}{2}$ , quando somente haverá contribuição proveniente da rigidez tangencial. Algumas premissas devem ser assumidas:

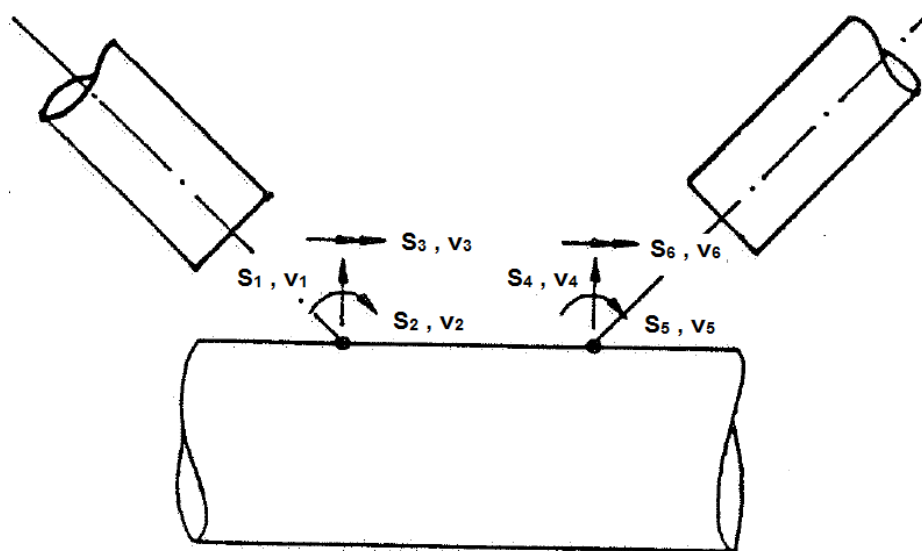
- A rigidez axial do *brace* (direção z) é consideravelmente maior do que a rigidez da superfície do *chord* nessa mesma direção. Assim, as deformações axiais locais do *brace* são desconsideradas.
- As propriedades de rigidez das terminações dos *braces* são tomadas como constantes ao longo de toda a curva de interseção com o *chord* (*footprint*).

Para fins de modelagem computacional, graus de liberdade adicionais devem ser incluídos na superfície de casca da parede do *chord*. Dessa forma, define-se um “nó global de superfície do *chord*” como uma entidade que será posteriormente inserida no modelo matemático, e que define a terminação dos elementos que representam os *braces* em uma junta tubular.

Apenas três graus de liberdade por superfície nodal serão incluídos (Figura 62), a dizer:

- Translação ao longo do eixo z.
- Rotação em torno do eixo y.
- Rotação em torno do eixo x.

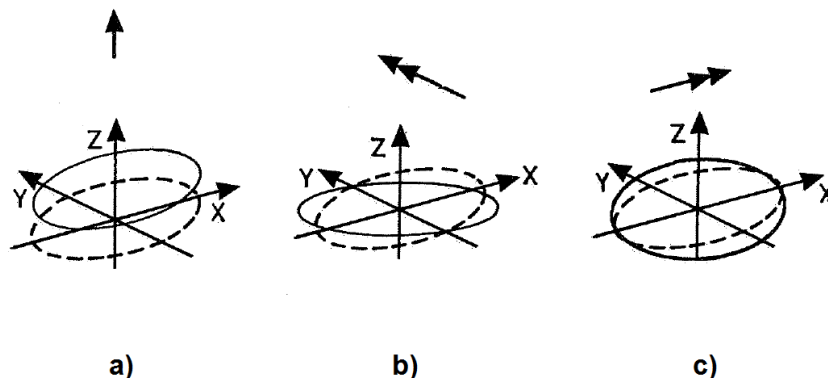
Os três graus de liberdade restantes são considerados linearmente dependentes dos graus de liberdade definidos no centro do *chord*.



**Figura 62** . Graus de liberdade independentes na superfície do *chord* de uma junta do tipo K (SØREIDE *et al.*, 1993).

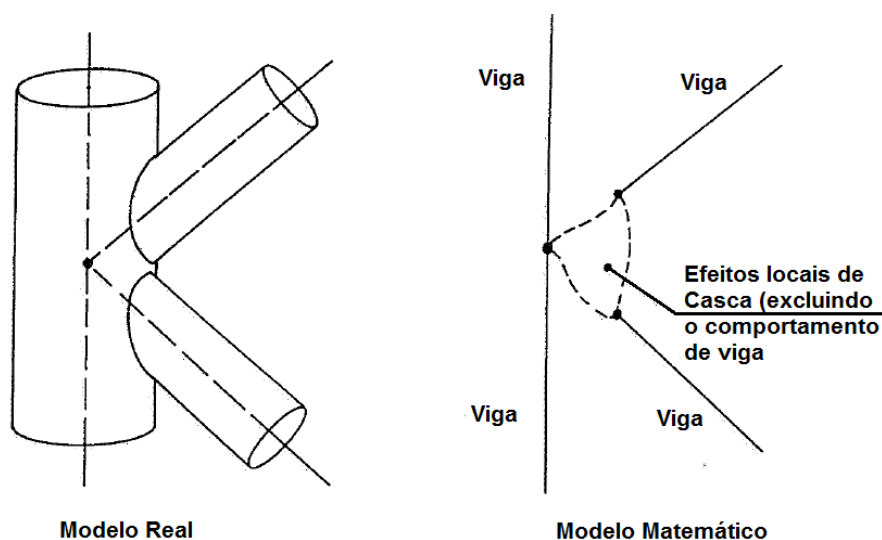
É importante observar que os graus de liberdade locais de uma junta tubular se referem à interseção entre o *chord* e os *braces*, e serão utilizados somente na análise local da casca, não sendo incluídos, portanto, na análise do sistema completo. Ao término da avaliação desse subsistema, os graus de liberdade locais são eliminados e as propriedades resultantes serão incorporadas aos graus de liberdade globais do nó em questão. (SØREIDE *et al.*, 1993).

Os deslocamentos calculados na casca de interseção entre o *brace* e o *chord* são causados por forças axiais e momentos fletores atuando no plano e fora do plano da junta (Figura 63).



**Figura 63 . a)** Translação da curva de interseção compatível com a translação ao longo do eixo Z no nó da superfície ; **b)** Rotação da curva de interseção compatível com a rotação em torno do Y no nó da superfície ; **c)** Rotação da curva de interseção compatível com a rotação em torno do X no nó da superfície (SØREIDE *et al.*, 1993).

Por fim, as formulações definidas em 2.3.2.3, combinadas com as técnicas descritas na presente seção, são incorporadas ao modelo matemático de forma a considerar as premissas aqui expostas, através de um modelo de barras que considera os efeitos locais das juntas tubulares (Figura 64) (Vide DIER *et al.*, 2000).



**Figura 64 .** Modelo de barras para considerar os efeitos da flexibilidade local da junta tubular (SØREIDE *et al.*, 1993).

## 2.6. HIDRODINÂMICA

Ações ambientais são os mais importantes fenômenos a serem considerados no projeto de uma plataforma *offshore*. E dentre as existentes, forças provenientes de ondas, ventos e correntes são, talvez, as mais significativas do ponto de vista de probabilidade de ocorrência.

Gaythwaite (1981) afirma que dois aspectos importantes devem ser considerados no projeto de uma estrutura *offshore*: a correta seleção dos critérios de projeto que melhor descrevam a natureza das ações ambientais que poderão ocorrer, bem como a consideração da probabilidade de ocorrência de fenômenos extremos, relacionados aos aspectos técnicos e econômicos do empreendimento.

Do ponto de vista de projeto, é importante o conhecimento da natureza associada a um determinado campo de exploração. Condições relacionadas à frequência, magnitude e direção das ondas, bem como aos ventos, correntes e marés, devem ser precisamente definidas. Dessa forma, em termos gerais, é possível afirmar que a segurança e a integridade de uma plataforma fixa dependem, também, da capacidade dos engenheiros de estruturas de representar corretamente os parâmetros que descrevem um determinado ambiente marinho (AZAR, 1980).

Barltrop e Adams (1991) explicam que qualquer perturbação que resulte em um desequilíbrio no estado de pressões de um fluido, próximo à sua superfície livre, dará início ao movimento da massa fluida, buscando restaurar o seu equilíbrio original em relação à pressão atmosférica. Conseqüentemente, a forma dessa superfície mudará. Por isso, pode-se concluir que forças devido às ondas e às correntes são dinâmicas por natureza. Contudo, para a maioria das lâminas d'água considerada no projeto de jaquetas, é possível representar tais ações por meio de forças estáticas equivalentes (API RP 2A-WSD, 2007).

Segundo Batalha (2009), o modelo matemático empregado no estudo do comportamento das elevações da superfície do mar, se traduz em um problema de valor de contorno (PVC)<sup>24</sup>. Esse modelo, comumente conhecido como *teoria da onda*, tem por objetivo determinar as velocidades e acelerações das partículas fluidas, considerando ou não a presença do corpo em oposição ao fluxo.

No âmbito dos projetos de engenharia, a sequência de procedimentos para o cálculo das forças das ondas em uma estrutura fixa *offshore* é apresentada na figura 65. Tal procedimento inclui a análise da contribuição do perfil de correntes ao longo da profundidade do oceano, conforme descrito mais à frente na presente seção.

---

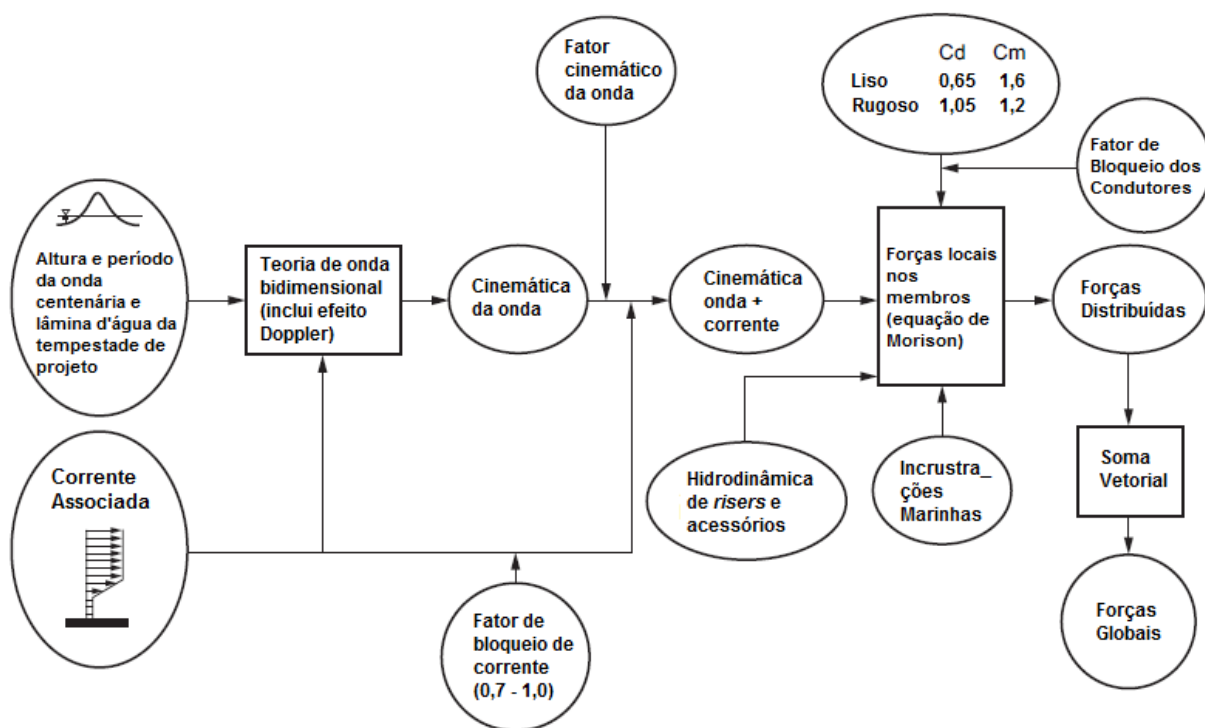
<sup>24</sup> Para uma dada equação diferencial, a solução específica para uma determinada família de funções é definida a partir de informações extras a respeito do problema. Quando as informações extras se referem a mais de um ponto da variável independente, essas são chamadas *condições de contorno*.



De maneira geral, o procedimento, para uma dada direção de propagação, tem início na definição das propriedades da onda de projeto. Nesse momento, observa-se que, para fins da presente dissertação, somente será discutida a abordagem determinística, também conhecida como *mar regular*, na qual se considera um único trem caracterizado por uma altura de onda e seu período associado.<sup>25</sup>

Mais além, deve-se definir a lâmina d'água referente à tempestade de projeto e, novamente, o perfil de corrente ao longo da profundidade do mar. Em projetos de estruturas fixas *offshore*, para as análises no Estado Limite Último, comumente, adota-se a altura de onda com período de recorrência de 100 anos (Probabilidade de excedência em um ano de  $10^{-2}$ ).

Os efeitos devido à corrente são considerados através da determinação de um período de onda aparente, determinado através do emprego da Teoria de Doppler. Nesse caso, as componentes de velocidade e aceleração das partículas induzidas pelas ondas são reduzidas por um fator cinemático que leva em consideração, fundamentalmente, a dispersão direcional destas.



**Figura 65** . Procedimento para cálculo das forças devido à ação combinada de onda e corrente, segundo a norma API RP 2A-WSD (2007).

<sup>25</sup> Uma representação mais realística consiste em empregar um modelo espectral para ondas aleatórias, para qual se considera a superposição linear de várias ondas regulares, com diferentes períodos, amplitudes e fases (Vide BARLTROP & ADAMS, 1991 e ELLWANGER & LIMA, 2007).

## 2.6.1. ONDAS

Como já explicado, ondas são perturbações que ocorrem na superfície do oceano e que impõem forças variáveis e oscilatórias às estruturas marítimas. Por isso, podem causar problemas como fadiga, falha de membros estruturais e equipamentos, bem como podem levar uma plataforma ao colapso, dependendo da energia associada.

O principal e mais comum agente capaz de originar as ondas é o vento, mas estas também podem ser formadas por energias impulsivas oriundas de sismos ou deslizamentos de terra no fundo do mar, dentre outros fatores. Ondas causadas por diferentes agentes possuem características específicas e, por isso, a compreensão das suas bases de formação, dependendo do tipo de análise realizada, torna-se relevante para qualquer projeto. Nessa seção trata-se, fundamentalmente, das ondas causadas por ventos.

### 2.6.1.1. TEORIAS DE ONDAS

Apresentam-se aqui as formulações que governam a teoria das ondas marítimas, de acordo com a descrição de Azar (1980) e Ellwanger e Lima (2007). Observa-se que o modelo bidimensional derivado, tem por objetivo determinar as velocidades e acelerações do fluido sem considerar a presença de qualquer corpo nele imerso. Trata-se, então, da particularização do modelo geral que considera a interação entre as partículas do fluido e um corpo de grandes dimensões, conhecida como teoria da difração (ELLWANGER & LIMA, 2007).

Inicialmente, Ellwanger e Lima (2007) explicam:

No estudo de ondas de gravidade, assumimos as hipóteses de que o fluido é incompressível e ideal, que o escoamento é irrotacional e que as forças de corpo derivam de um potencial gravitacional. Com as hipóteses de fluido incompressível e escoamento irrotacional, podemos dizer que o campo de velocidades é dado pelo gradiente de uma função, que satisfaz a equação de Laplace em todo o domínio fluido (p.26).

Assumindo, a partir de então, que as ondas são progressivas e viajam na direção positiva do eixo  $x$  (Figura 66), tem-se a formulação para descrever o movimento oscilatório das partículas de um fluido não viscoso, a partir do enunciado da equação de Laplace:

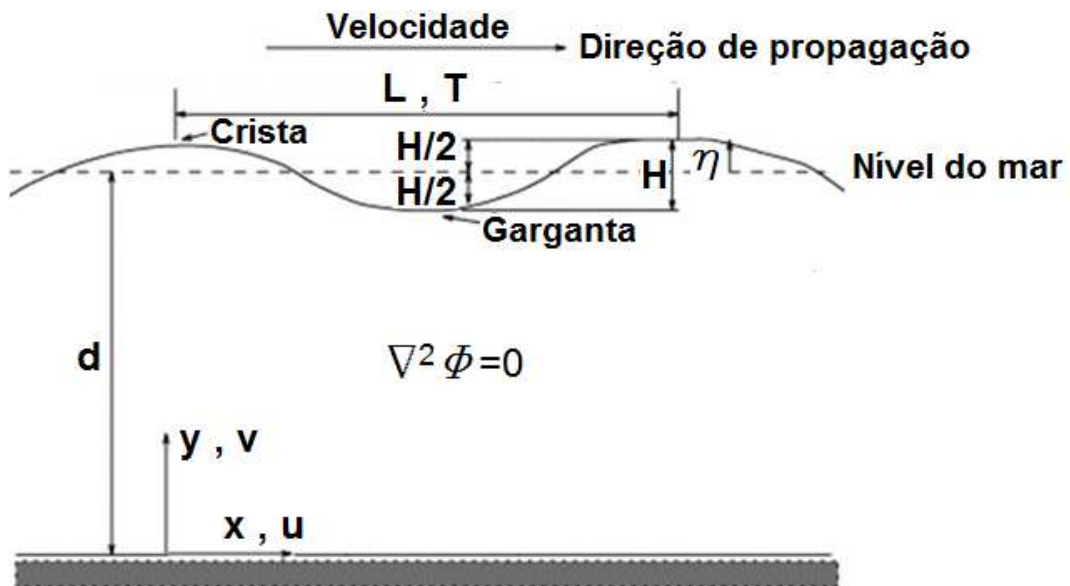


Figura 66 . Representação esquemática da superfície de uma onda (AZAR, 1980).

$$\nabla^2 \phi = 0 \quad (2.171)$$

Com base na premissa de que a pressão atmosférica fora da região fluida é constante, a partir da equação de Bernoulli (Vide ELLWANGER & LIMA, 2007), descreve-se matematicamente a dinâmica do fluido na região da superfície livre:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + v^2) + \frac{P}{\rho} + g(k + y - d) = 0 \quad (2.172)$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (2.173)$$

sendo:

$$y = \eta + d \text{ (Figura 62).}$$

onde:

- $P$  representa a pressão hidrostática no ponto de interesse.
- $\rho$  representa a densidade do fluido.
- $g$  representa a aceleração da gravidade.
- $d$  representa a profundidade do nível médio do mar.
- $k$  é uma constante denominada *número da onda*.
- $\eta$  representa a elevação da onda na superfície livre.

As componentes de velocidade de uma partícula fluida são, então, expressas em termos de suas funções de potencial de velocidade  $\Phi$ , sendo:

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (2.174)$$

$$v = \frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad (2.175)$$

E as condições de contorno do problema, com base na figura 66, são escritas:

1. No leito marinho ( $y = 0$ ):

$$\frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0 \quad (2.176)$$

2. Na superfície livre ( $y = \eta + d$ ):

$$v = u \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (2.177)$$

e

$$P = 0 \quad (2.178)$$

Na figura 66, a onda é definida pelos seus comprimento  $L$  e período  $T$ , medidos entre picos ou entre vales, bem como pela sua altura  $H$ . O período da onda é definido como o tempo que uma crista leva para percorrer uma distância igual ao comprimento  $L$ . Dessa forma, a velocidade de propagação, ou celeridade, da onda é dada por:

$$c = \frac{L}{T} \quad (2.179)$$

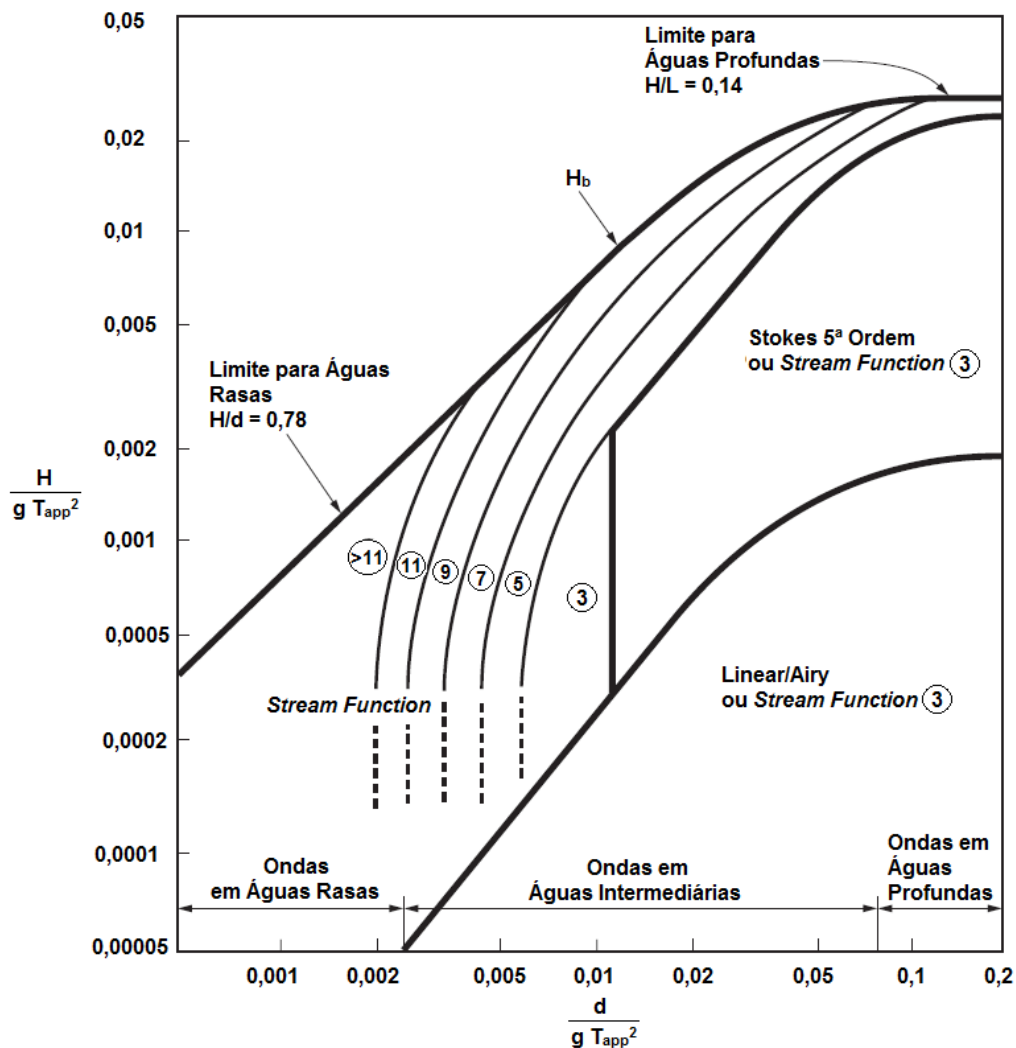
onde:

- $L$  representa o comprimento da onda.
- $T$  representa o período da onda.

Azar (1980) e Ellwanger e Lima (2007) explicam que o PVC estabelecido pelas equações 2.171 a 2.179 é altamente não linear, especialmente devido às condições de contorno na superfície livre. Destarte, não há uma solução analítica fechada para  $\Phi$ , e a solução deve ser obtida por meio de simplificações ou métodos numéricos.

Existem diversos métodos aproximados para o tratamento deste problema. Dentre eles, alguns são amplamente consagrados no campo da teoria das ondas. Uns admitem a representação do potencial de velocidade através de uma série de potências, outros, mais complexos, buscam representar a forma da onda, sua velocidade, aceleração, etc. Dentre os mais conhecidos e aplicados na prática de projeto de jaquetas estão:

- Teoria linear de Airy (ou teoria senoidal).
- Teoria de Stokes (de segunda, terceira ou quinta ordem).



**Figura 67** . Regiões para quais são válidas as teorias de onda de Airy, Stokes e *Stream Functions*, segundo a Norma API RP 2A-WSD (2007).

De forma prática, cada uma das teorias propostas têm suas particularidades e limites de aplicação, como é mostrado na figura 67 e descrito por Gaythwaite (1981). Todavia, como explicado, todas têm como principal objetivo de aplicação determinar as componentes de velocidade e aceleração das partículas, para posterior cálculo das forças de onda.

Ainda em relação à figura 67, cabe explicar que a teoria das funções de corrente (*Stream Functions Theory*) se caracteriza por uma formulação não linear, similar à teoria de Stokes, com um intervalo de aplicação mais abrangente, relativamente às demais apresentadas (GAYTHWAITE, 1981). Para fins da presente dissertação, contudo, apenas as teorias de Airy e Stokes serão tratadas nessa seção.

### TEORIA LINEAR DE AIRY

A solução mais simples disponível para resolver o PVC anteriormente estabelecido, parte da hipótese de que a amplitude da onda que se propaga é pequena, se comparada ao seu comprimento e à lâmina d'água. A compreensão do comportamento das ondas de baixa amplitude é a base da engenharia costeira e oceânica, fundamental para o entendimento das teorias de ordem superior (GAYTHWAITE, 1981).

Primeiramente, define-se o parâmetro de perturbação, ou declividade, da onda:

$$\varepsilon = k \frac{H}{2} \quad (2.180)$$

sendo:

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (2.181)$$

onde:

- **k** é denominado número de onda.
- **L** representa o comprimento da onda.
- **H** representa a altura da onda.

A teoria de Airy se aplica às ondas de baixa declividade, e sua abordagem é definida com base na linearização das equações da hidrodinâmica (ELLWANGER & LIMA, 2007). Contudo, por se tratar de um método de primeira ordem, este não consegue definir com precisão as propriedades da onda na iminência de “quebra” (perda de estabilidade). Ainda assim, trata-se do procedimento mais usual, que atende a maior parte dos projetos de estruturas fixas *offshore*.

Segundo a teoria de Airy, o deslocamento da superfície livre  $\eta(x, t)$  (Vide Figura 66) deve assumir a seguinte forma:

$$\eta(x, t) = \left(\frac{H}{2}\right) \cos(\theta_a) \quad (2.182)$$

sendo:

$$\theta_a = 2\pi \left(\frac{x}{L_a} - \frac{t}{T}\right) \quad (2.183)$$

e

$$L_a = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_0}\right) \quad (2.184)$$

e

$$L_0 = g \frac{T^2}{2\pi} \quad (2.185)$$

e

$$C_a = \frac{L_a}{T} \quad (2.186)$$

onde:

- **H** representa a altura da onda.
- **T** representa o período da onda.
- **L<sub>a</sub>** representa o comprimento de onda de Airy.
- **L<sub>0</sub>** representa o comprimento de onda limite para águas profundas.
- **θ<sub>a</sub>** representa a posição de fase da onda.
- **d** representa a lâmina d'água.
- **g** representa a aceleração da gravidade.

Analisando a equação 2.184, observa-se que, para grandes profundidades, o comprimento da onda passa a depender apenas do período. Com base nessa observação, como demonstrado por Azar (1980), as componentes de velocidade e aceleração nas direções x e y (Figura 66) serão, respectivamente:

$$\mathbf{u} = \frac{\pi H \cosh(\beta_a y)}{T \sinh(\beta_a d)} \cos(\theta_a) \quad (2.187)$$

$$\dot{\mathbf{u}} = \frac{2\pi^2 H \cos(\beta_a y)}{T^2 \sinh(\beta_a d)} \sin(\theta_a) \quad (2.188)$$

$$\mathbf{v} = \frac{\pi H \sinh(\beta_a y)}{T \sinh(\beta_a d)} \sin(\theta_a) \quad (2.189)$$

$$\dot{\mathbf{v}} = -\frac{2\pi^2 H \sinh(\beta_a y)}{T^2 \sinh(\beta_a d)} \cos(\theta_a) \quad (2.190)$$

sendo:

$$\beta_a = \frac{2\pi}{L_a} \quad (2.191)$$

$$\mathbf{y} = \boldsymbol{\eta} + \mathbf{d}$$

onde:

- $\mathbf{u}$  e  $\mathbf{v}$  representam as velocidades da partícula de fluido nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente (Figura 66).
- $\dot{\mathbf{u}}$  e  $\dot{\mathbf{v}}$  representam as acelerações da partícula de fluido nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente (Figura 66).
- $T$  representa o período da onda.
- $H$  representa a altura da onda.

## TEORIA DE ORDEM SUPERIOR DE STOKES

Como mencionado anteriormente, o potencial de velocidade da onda pode ser descrito na forma de uma série de potências. Por sua vez, essa série de potências é escrita em função do parâmetro de perturbação da onda, dado pela equação 2.180.

Ellwanger e Lima (2007) afirmam que, se a inclinação da onda é pequena, os movimentos das partículas fluidas também serão pequenos e, então, o problema pode ser linearizado. Caso contrário, a influência do parâmetro de perturbação sobre o potencial de velocidade deve ser levada em consideração, através de métodos de ordem superior.



As equações de Stokes se aplicam às ondas com amplitude finita, considerando termos de ordem superior para resolver a equação de Laplace. Trata-se, portanto, de uma formulação de sucessivos ordens superiores (2ª, ..., 5ª ordem), que atribuem à superfície da onda um perfil mais íngreme na crista e mais plano no cavado. Por isso, em relação à teoria de ondas de baixa amplitude, representa com maior fidelidade a forma das ondas observadas nos oceanos (GAYTHWAITE, 1981).

Uma particularidade da teoria de Stokes está no fato de que as órbitas das partículas fluidas não são fechadas (*Vide* ELLWANGER & LIMA, 2007). Isso significa que o fenômeno de transporte de massa está implícito, e é representado pelas equações matemáticas, ao contrário da teoria linear (GAYTHWAITE, 1981).

Ellwanger e Lima (2007) explicam o conceito por trás da teoria de Stokes:

A idéia da metodologia é admitir que haja uma pequena influência de segunda ordem dada pelo potencial  $\Phi_2$ , que gera um movimento de segunda ordem da superfície livre  $\eta_2$ . Essas grandezas de segunda ordem são supostas, por serem de ordem  $\varepsilon_2$ . Além disto, não se objetiva resolver um problema não linear, porém resolver um novo problema linear que corrija a solução abandonando os efeitos de terceira ordem  $\varepsilon_3$ . Caso os efeitos de terceira ordem sejam importantes, temos então que ir até a terceira ordem, abandonando os efeitos de quarta ordem e superiores. Aqui, estamos estabelecendo a forma das ordens dos termos, mas, em geral, é possível obter as "intensidades" das ordens superiores, a partir da primeira ordem, de acordo com as equações que regem o problema. (p. 44)

Em suma, a teoria de onda de Stokes se baseia na expansão do potencial de velocidade, em relação ao nível do mar. Tal expansão resulta em uma função potencial descrita por uma série infinita, cuja solução é obtida por sucessivas aproximações dos termos de ordem  $n$  (AZAR, 1980). Muitos pesquisadores expandiram essa teoria de ordem superior e destes trabalhos surgiram uma série de tabelas para aplicação prática, com o objetivo de evitar erros no desenvolvimento das cansativas rotinas de cálculo do método. Para a apresentação completa das equações de Stokes, *vide* Gaythwaite (1981).

Por fim, Azar (1980) complementa dizendo que teorias de ordem superior definem velocidades maiores, porém sem acréscimo representativo nas acelerações calculadas para as partículas fluidas. Dessa forma, se na análise das forças provenientes da ação de ondas, os termos de arrasto forem predominantes, então teorias de ordem superior devem ser adotadas. Em contrapartida, se o problema é governado pela inércia, o uso da teoria linear deverá ser suficiente para modelar o problema com acurácia aceitável.

## 2.6.2. CORRENTES

Correntes podem ser fontes de carregamentos externos significativos em uma estrutura fixa *offshore*, especialmente quando combinadas com as ações provenientes das ondas. Mais além, correntes acarretam outros fatores funcionais como: desgaste e deposição de sedimentos no solo, e aumento da corrosão em uma estrutura metálica, dentre outros.

As correntes marítimas podem ser classificadas em três grupos, dependendo de como se originam (AZAR, 1980):

- **Correntes de maré:** causadas pela mudança nas forças astronômicas que existem entre o Sol, a Lua e a Terra. O movimento dessas correntes tende a ser predominantemente retilíneo ao longo das costas e rotacionais em mar aberto.
- **Correntes devido ao vento:** a ação do vento sobre a superfície do mar induz o que se denomina “correntes dirigidas pelo vento”. Apesar de terem curta duração, normalmente, os ventos predominantes de algumas regiões podem prolongar a atuação desse tipo de corrente. As correntes induzidas por ventos e ondas de caráter mais crítico são aquelas geradas por furacões.
- **Correntes de circulação:** causadas pela rotação natural da terra e pelo gradiente térmico que existe entre os polos e o equador. Essas correntes são, normalmente, encontradas em fluxo constante e perene.

A norma API RP 2A-WSD (2007) determina que a corrente total de projeto deve ser aquela correspondente à soma vetorial das correntes de maré, devido ao vento e de circulação. A magnitude de cada parcela, por sua vez, depende das condições ambientais de cada região *offshore* do planeta.

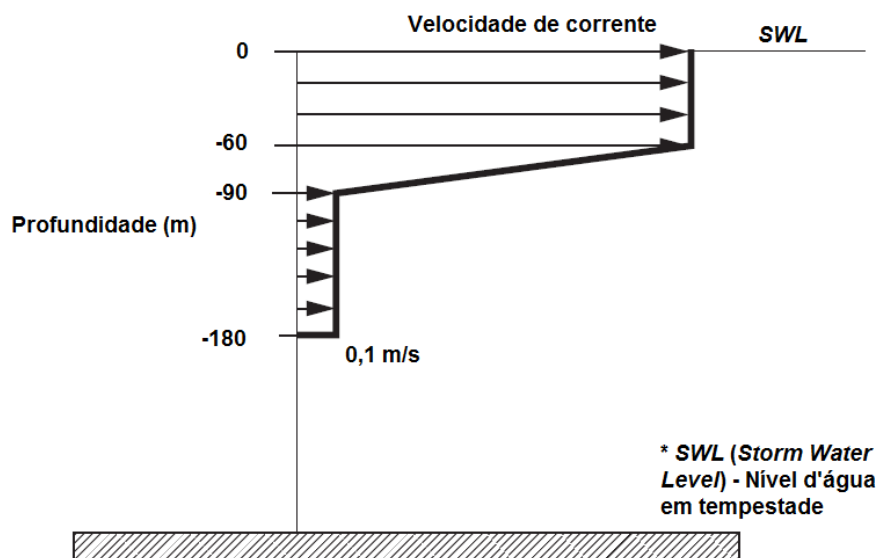
Correntes são definidas por um perfil poligonal em que são informados os valores de velocidade e ângulo de incidência. Ellwanger e Lima (2007) explicam que este tipo de carregamento é aplicado incrementalmente à estrutura da plataforma, e fornecido através de uma função no tempo, podendo ser associado ao carregamento de onda. Nesse ponto, a norma API RP 2A-WSD (2007), corroborada pela norma ISO 19902 (2007), expõe (p. 21):

Devida consideração deve ser dada para a possível superposição de corrente e ondas. Nesses casos, onde a superposição é necessária, a

velocidade da corrente deve ser somada vetorialmente à velocidade da partícula de onda, antes do cálculo da força total(...).

Ainda sobre esse ponto, Ellwanger e Lima (2007) também explicam que, no cálculo das forças de ondas a partir da teoria potencial (*Vide ELLWANGER & LIMA, 2007*), a velocidade da corrente deverá ser menor do que a velocidade da partícula da onda. Do contrário, a hipótese de fluido ideal se torna inválida e uma separação massiva do fluxo poderia vir a ocorrer. Mais além, ignorar a interação entre a onda e a corrente significa assumir que a velocidade desta não é maior do que a velocidade dos termos de segunda ordem da onda e, portanto, muito menor do que a velocidade dos seus termos de primeira ordem.

A norma API RP 2A-WSD (2007) recomenda a utilização de um perfil de corrente, que pode ser estabelecido para projetos de plataformas instaladas no Golfo do México, nos E.U.A. A forma desse perfil de corrente depende, fundamentalmente, da lâmina d'água, além da classificação de exposição da unidade (*Segurança e consequência de falha. Vide API RP 2A-WSD, 2007, p. 8*) (Figura 68). Observa-se que, para águas mais rasas do que o previsto pelo perfil apresentado na figura 68, a referida norma permite truncar a parte de baixo do diagrama:



**Figura 68** . Perfil de corrente recomendado pela norma API RP 2A-WSD (2007), para projetos de plataformas instaladas no Golfo do México, E.U.A. (API RP 2A-WSD, 2007).

A norma API RP 2A-WSD (2007) esclarece que a presença de uma corrente se propagando no mesmo sentido da onda tende a aumentar, ou alongar, o comprimento

desta, ao passo que uma corrente se propagando no sentido contrário ao da onda tende a reduzir o seu comprimento. Dessa forma, o período aparente da onda, visto por um observador que se move junto com a corrente, pode ser determinado a partir do ábaco ilustrado na figura 69, onde:

- $V_I$  representa a componente de velocidade da corrente na direção da onda
- $T$  representa o período da onda (visto por um observador estacionário).
- $T_{app}$  representa o período aparente da onda.
- $g$  é a aceleração da gravidade.

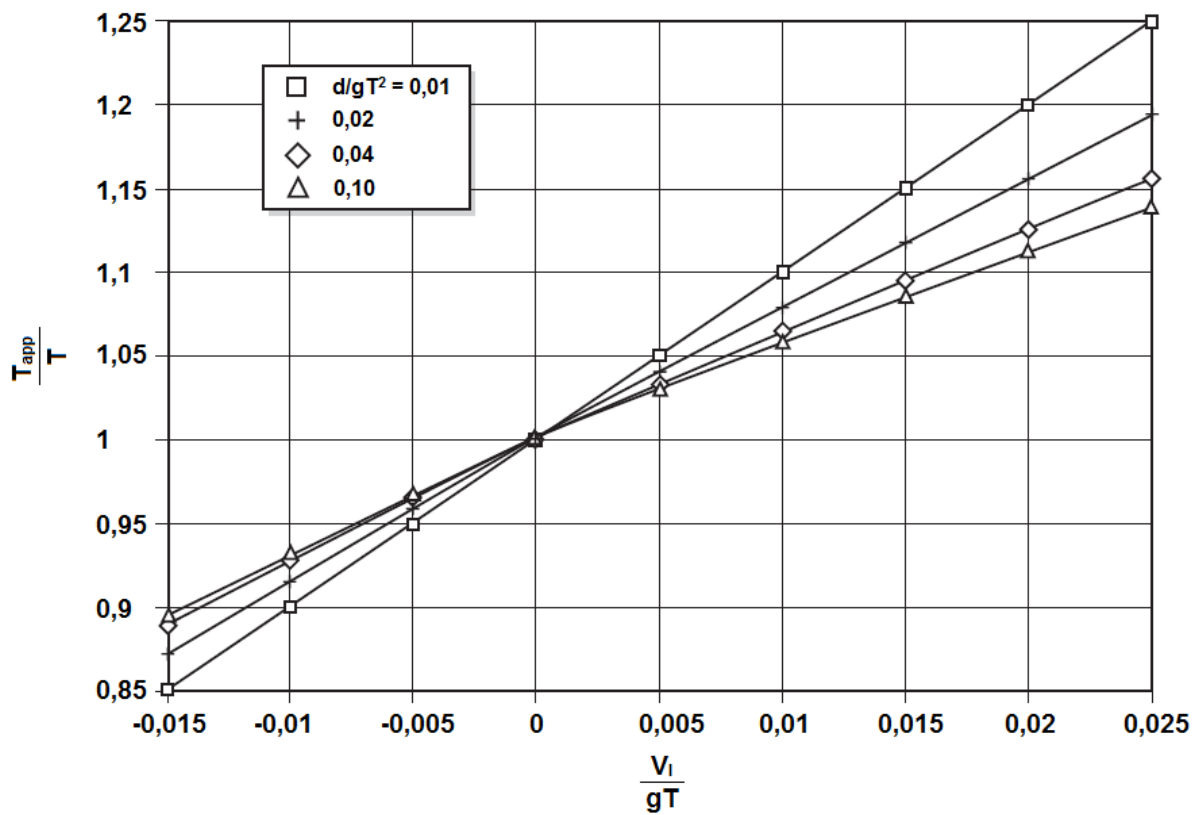


Figura 69 . Alteração no período da onda incidente devido ao efeito Doppler (API RP 2A-WSD, 2007).

Observa-se que ábaco da figura 69 provê estimativas para  $\frac{d}{gT^2} > 0,01$ , e deve ser empregado, estritamente, para perfis de corrente uniformes ao longo de toda a lâmina d'água (API RP 2A-WSD, 2007). Para valores menores, pode-se utilizar a seguinte equação:

$$\frac{T_{app}}{T} = 1 + V_I \sqrt{gd} \quad (2.192)$$

### 2.6.3. FORÇAS HIDRODINÂMICAS

Forças devido à ação de ondas são, em geral, compostas por duas parcelas: uma correspondente à inércia e outra ao arrasto do fluido que passa pela plataforma. E apesar dos diversos métodos propostos para avaliar essas forças, a equação de Morison é, comumente, definida como a base de todas as outras abordagens para o problema.

A formulação de Morison é aplicável aos corpos de pequenas dimensões, em relação ao comprimento da onda. Isso porque, filosoficamente, a onda não “sentirá” a presença do corpo e, desta forma, a teoria linear, base da equação, se mantém válida. Azar (1980) propõe que a dimensão do objeto, normal à direção da velocidade da partícula fluida, deva ser menor do que 1/5 do comprimento da onda incidente.

As forças de inércia exercidas em um corpo submerso em um fluido incompressível e sem viscosidade, são determinadas por:

$$F_I = (m_{df} + m_{as})\ddot{q} \quad (2.193)$$

onde:

- $m_{df}$  representa a massa de fluido deslocada.
- $m_{as}$  representa a massa adicionada devido à forma do corpo e às características do escoamento do fluido.
- $\ddot{q}$  representa a aceleração da partícula fluida.

A equação 2.193 pode ser, então, reescrita como:

$$F_I = c_m \rho V \ddot{q} \quad (2.194)$$

onde:

- $c_m$  representa o coeficiente de massa ou de inércia.
- $\rho$  representa a densidade do fluido.
- $V$  representa o volume deslocado de fluido.

As forças de arrasto, devido à passagem de um fluido viscoso, são calculadas pela equação:

$$F_D = \frac{1}{2} c_d \rho A_p \dot{q} |\dot{q}| \quad (2.195)$$

onde:

- $c_d$  representa o coeficiente de arrasto.
- $\rho$  representa a densidade do fluido.
- $A_p$  representa a área do corpo projetada, normal à direção da velocidade de propagação da onda.
- $\dot{q}$  representa a velocidade da partícula fluida.

A formulação de Morison considera, então, que a força da onda é composta pela soma das duas parcelas: o arrasto associado aos efeitos devido à viscosidade e à velocidade do fluido, e a inércia associada à aceleração do fluido. Dessa forma, escreve-se:

$$F = \frac{1}{2} c_d \rho A_p \dot{q} |\dot{q}| + c_m \rho V \ddot{q} \quad (2.196)$$

A fórmula de Morison é considerada como semi-empírica, já que as parcelas de arraste e inércia são afetadas por coeficientes adimensionais, que devem ser calibrados a partir de observações experimentais (ELLWANGER & LIMA, 2007). A tabela 20 apresenta os valores sugeridos pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) para esses coeficientes.

Tipo de Superfície	$c_d$	$c_m$
Lisa	0,65	1,6
Rugosa	1,05	1,2

**Tabela 20.** Coeficientes sugeridos pelas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007) para aplicação na fórmula de Morison para o projeto de jaquetas.

É importante observar a influência da presença de incrustações marinhas nos membros de uma estrutura *offshore*. Com o acúmulo de cracas, corais e outros tipos de organismos, normalmente dispostos na zona submersa e na zona de transição<sup>26</sup> de uma plataforma fixa, haverá o aumento do diâmetro externo dos elementos tubulares nessas regiões. Isso acarretará o aumento das forças de arrasto para a ação de ondas e correntes sobre estes elementos. Por isso, devem ser adotados os coeficientes sugeridos na tabela 20 para superfícies rugosas.

<sup>26</sup> (*splash zone*) Parte da estrutura que está sujeita a ficar molhada temporariamente devido à ação da onda, variação da maré e respingos (Petrobras N-1812, **Estruturas Oceânicas**. Disponível em <[http://www.petrobras.com.br/canalfornecedor/portugues/requisitocontratacao/requisito\\_normastecnicas.asp](http://www.petrobras.com.br/canalfornecedor/portugues/requisitocontratacao/requisito_normastecnicas.asp)>, Acesso em: 24 nov. 2012, 01:10:00).

Agora, forças induzidas por correntes são compostas por uma parcela devido ao arrasto e uma parcela devido ao empuxo vertical (*lift*), expressas matematicamente por:

$$F_D = \frac{1}{2} c_d \rho A_p \frac{v_\eta^2}{g} \quad (2.197)$$

$$F_L = \frac{1}{2} c_l \rho A_p \frac{v_\eta^2}{g} \quad (2.198)$$

onde:

- $c_d$  representa o coeficiente de arrasto.
- $\rho$  representa a densidade do fluido.
- $A_p$  representa a área do corpo projetada, normal à direção da velocidade de propagação da onda.
- $V$  representa o volume deslocado de fluido.
- $v_\eta$  representa a velocidade da corrente na profundidade de interesse.
- $g$  representa a aceleração da gravidade.
- $c_l$  representa o coeficiente de *lift* (empuxo vertical).

Observa-se que, apesar de não se tratar da função de transferência de forças hidrodinâmicas mais acurada, a equação de Morison se apresenta como uma abordagem simples e robusta para lidar com um fenômeno extremamente complexo. Sua aceitação no meio técnico é atribuída ao seu amplo domínio de aplicação. Mais além, produz resultados satisfatórios do ponto de vista de aplicação em projetos de engenharia, principalmente se forem consideradas as incertezas relativas aos parâmetros de entrada do processo de cálculo.

Por fim, Gaythwaite (1981) lembra que a equação de Morison não é aplicável quando as ondas incidem sobre o convés de uma jaqueta. Nesse caso, devido ao alto grau de obstrução, as premissas declaradas até o momento perdem a validade, e outras hipóteses devem ser consideradas. Por isso, antes do cálculo das forças hidrodinâmicas, no projeto de uma plataforma fixa, costuma-se definir uma margem de altura adequada para a passagem da onda sob o convés<sup>27</sup>.

---

<sup>27</sup> Tal margem de segurança é conhecida pelo termo em inglês *air gap* (Vide ISO 19902, 2007, p.273).

## CAPÍTULO 3 . ANÁLISE DE COLAPSO

### 3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Métodos para determinar a resistência limite de plataformas fixas *offshore* vêm sendo desenvolvidos pela indústria nos últimos anos. Até o final da década de 90, como exposto por Faulkner *et al.* (1990), grandes estudos e trabalhos de pesquisa estavam sendo desenvolvidos, porém não havia requisitos específicos nas normas vigentes que encorajassem o uso dessas técnicas, durante a elaboração do projeto de uma jaqueta.

Atualmente, a API RP 2A-WSD (2007) e a ISO 19902 (2007), as mais importantes referências normativas do setor, discorrem sobre este assunto, mas em diferentes graus de profundidade. Acima de tudo, entretanto, ambas as normas concordam que a determinação da Reserva de Resistência Estrutural (RRE) está intimamente ligada ao nível de segurança exigido do empreendimento. Isso porque as incertezas acerca das premissas adotadas em projeto devem estar diretamente associadas ao grau de exposição de uma unidade, definido segundo os critérios estabelecidos com base no fim para que se esta se destina.

Segundo a norma ISO 19902 (2007), o nível de exposição de uma plataforma fixa pode ser determinado a partir da definição das suas classe de segurança e categoria de consequência, como estabelecido a seguir (p. 20):

#### 1. Classes de segurança (*Life-safety*):

**S1 (Habitada e não evacuada):** refere-se a uma plataforma continuamente (ou quase continuamente) habitada, cuja evacuação seja impraticável ou não tenha sido planejada previamente à ocorrência de um evento ambiental de projeto.

**S2 (Habitada e evacuada):** refere-se a uma plataforma normalmente habitada durante a ocorrência de um evento ambiental previsto em projeto(...)

**S3 (Desabitada):** refere-se a uma plataforma ocupada apenas em casos de visitas para inspeções, manutenções e modificações.

#### 2. Categorias de consequência:

**C1 (Alta):** refere-se a uma plataforma com altos índices de produção e grande capacidade de processamento de hidrocarbonetos(...). Além disso, estão incluídas as plataformas nas quais a interrupção da produção de hidrocarbonetos seja impraticável ou não tenha sido planejada previamente à ocorrência do evento de projeto(...)

**C2 (Média):** refere-se a uma plataforma na qual a produção pode ser interrompida em face à ocorrência do evento de projeto.



**C3 (Baixa):** refere-se às plataformas menores, para as quais a produção de hidrocarbonetos pode ser interrompida em face à ocorrência do evento de projeto(...)

Combinações das classes de segurança e categorias de consequência apresentadas definem o nível de exposição de uma unidade fixa *offshore*, utilizado para posterior avaliação da reserva de resistência do seu sistema estrutural, de acordo com a tabela 21, a seguir:

Classe de Segurança	Categoria de Consequência		
	C1	C2	C3
S1	L1	L1	L1
S2	L1	L2	L2
S3	L1	L2	L3

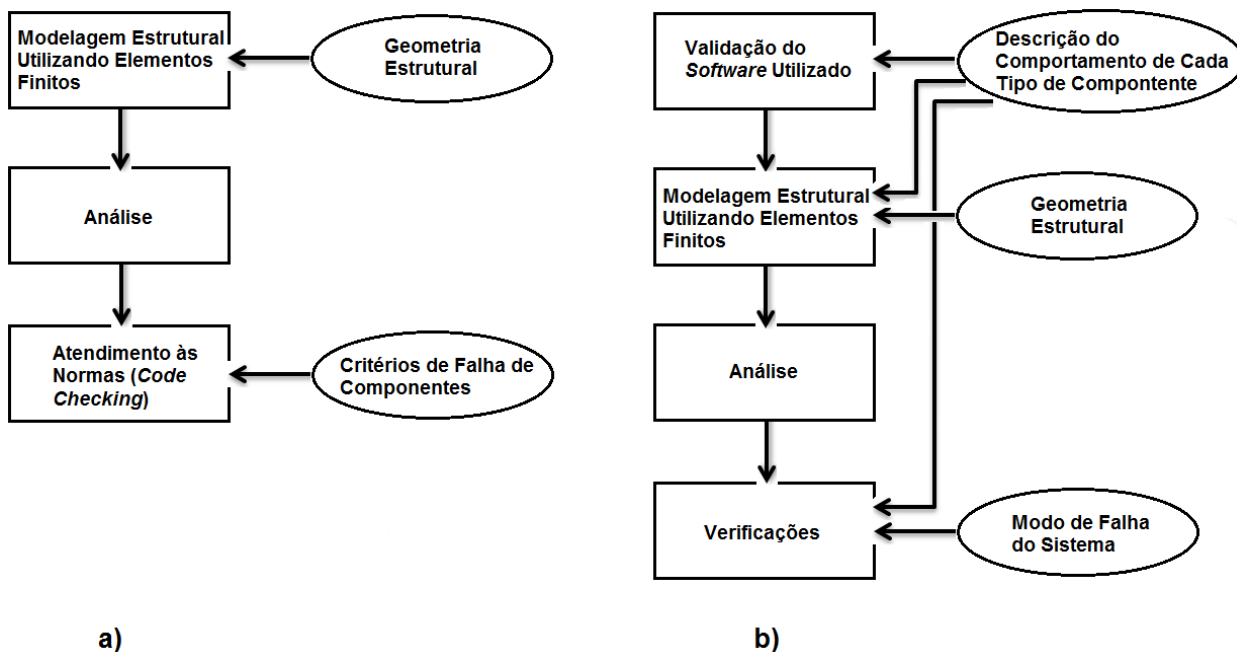
**Tabela 21** . Determinação do nível de exposição de uma plataforma fixa (ISO 19902, 2007).

Análises não lineares provêm uma melhor compreensão do comportamento de todo o sistema estrutural, em comparação com métodos tradicionais de projeto, que, normalmente, avaliam a capacidade individual de cada componente em relação aos carregamentos obtidos com base em análises lineares conduzidas. (DNV *et al.*, 1999). Métodos lineares, contudo, não possibilitam simular o comportamento de uma plataforma de tal forma que se consiga definir seus pontos fracos e seu desempenho frente a demandas extremas (Figura 70).

Segundo a norma ISO 19902 (2007), quando uma estrutura está sujeita a ações ambientais extremas, causadas por ventos, ondas, correntes e/ou sismos, ou mesmo devido ao impacto de embarcações, incêndios ou explosões, faz-se necessário o emprego de técnicas não lineares para avaliar a integridade estrutural do sistema. Mais além, quando a análise linear realizada identificar a possibilidade de ocorrência de deslocamentos com amplitudes capazes de despertar efeitos de segunda ordem, falha em juntas tubulares, flambagem de membros estruturais ou o surgimento de tensões superiores à resistência ao escoamento do material, pode-se, também, realizar uma análise não linear para avaliar a integridade global da unidade.

Em uma análise de colapso, não linearidades associadas à plastificação do material, ou a grandes deslocamentos dos componentes sob a ação de cargas extremas, são incluídas explicitamente no modelo matemático. A análise monitora todas as interações entre os diversos componentes, conforme suas condições de contorno nodais vão sendo

modificadas e redistribuições dos esforços internos vão ocorrendo, em resposta às mudanças na rigidez do sistema. Assim, o mecanismo que leva uma estrutura à ruína e a capacidade associada a esse estado de deformações é determinado (DNV *et al.*, 1999).



**Figura 70** . Representação esquemática simplificada do processo de análise estrutural: **a)** linear ; **b)** não linear (DNV *et al.*, 1999).

Como descrito no *Ultiguide* da DNV (DNV *et al.*, 1999), existem quatro tipos básicos de modelos para a realização de uma análise não linear, a dizer:

- Modelos para uso geral utilizando elementos não lineares do tipo viga-coluna.
- Modelos com elementos do tipo viga-coluna associados com rótulas plásticas.
- Modelos fenomenológicos.
- Modelos utilizando elementos finitos de casca com comportamento não linear.

É importante observar, contudo, que todos esses modelos possuem algum nível de empirismo, já que suas bases teóricas se apoiam em calibrações feitas a partir de dados obtidos experimentalmente.

Novamente, ressalta-se que, enquanto que em uma análise linear cada componente é descrito por uma rigidez e uma capacidade resistente, em uma análise não linear é preciso descrever como cada membro interage com a estrutura adjacente, *i.e.* faz-se a descrição do seu comportamento frente ao descarregamento, redistribuição de esforços e sua capacidade de se deformar até o colapso total.

Assim, rigidez, capacidade, limites de ductilidade, entre outros fatores, devem ser representados, considerando modos de falha locais, falhas em juntas, mossas, etc (Figura 71). Trata-se, portanto, de um trabalho não trivial de engenharia, mas de extrema importância em projetos de responsabilidade, como o de uma plataforma *offshore*.

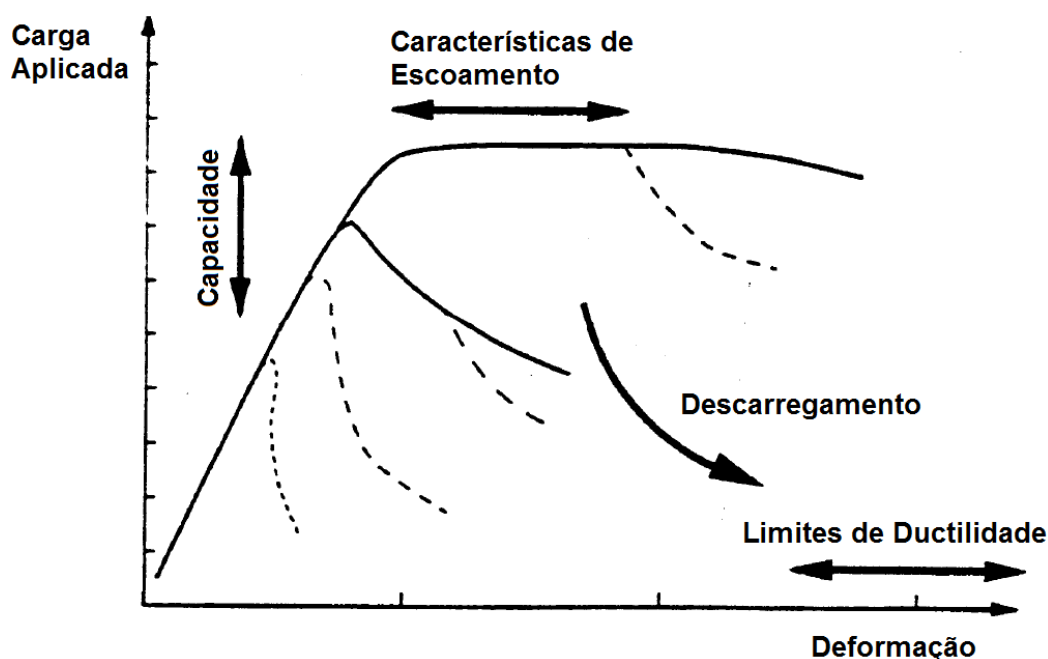


Figura 71 . Descrição das características não lineares de um componente estrutural (DNV *et al.*, 1999).

### 3.2. RESERVAS DE RESISTÊNCIA ESTRUTURAL

Implicitamente, como já exposto na presente dissertação, os procedimentos comumente adotados para a análise de estruturas *offshore* incorporam o conceito de que a falha de um único elemento ou junta representa o colapso de todo o sistema. Trata-se da base de todas as normas e códigos vigentes.

Apesar disso, a indústria também reconhece que plataformas fixas, especialmente as jaquetas, são estruturas altamente redundantes e, portanto, podem dispor de um conjunto de diferentes caminhos para condução das cargas até as fundações.

Lalani e Shuttleworth (1990) afirmam que as reservas de resistência estrutural são indicações do grau de conservadorismo empregado nas análises realizadas, e que diferentes estruturas possuem diferentes níveis de reserva de resistência, mesmo que tenham sido projetadas com base nas premissas de uma mesma norma. Adicionalmente, define-se a resistência residual de uma estrutura como a capacidade do sistema de sustentar um determinado nível de dano, de qualquer natureza, também por conta do seu grau de redundância e sua capacidade de redistribuição de esforços.

Com base no exposto, pode-se afirmar que a reserva de resistência, resistência residual, assim como a redundância e os mecanismos de colapso estrutural, formam um conjunto de relevantes considerações de projeto que devem ser observadas. Essa afirmação é corroborada pela norma ISO 19902 (2007), que dispõe de uma série de alíneas direcionadas especificamente para tratar esse assunto (*vide* seções 12.6, 24.9 e A.7.10).

Ainda de acordo com Lalani e Shuttleworth (1990), as principais razões para a necessidade de quantificar a reserva de resistência ou a resistência residual de um sistema estrutural são (p. 354):

- Para instalações existentes, a reserva de resistência e a resistência residual são frequentemente ignoradas, até que a plataforma sofra algum tipo de dano localizado. Para unidades danificadas, uma avaliação global é feita como tentativa de quantificar o comportamento estrutural, para que medidas de reparo, quando houver necessidade, possam ser programadas dentro de uma janela meteorológica adequada. Os objetivos quase sempre não são alcançados, pois, na maior parte dos casos, os procedimentos de reanálise global são conduzidos com base nas técnicas empregadas dentro do regime linear elástico, que não fornecem qualquer indicação das reservas de resistência, dos mecanismos de colapso ou da margem de segurança global da plataforma.
- Normas de projeto são atualizadas constantemente para que possam incorporar novos avanços tecnológicos. A aplicação das últimas edições dessas normas na avaliação de unidades existentes tem levado, ou podem levar, a uma sobrecarga, ou condições de sobretensões dos elementos. Por isso, é reconhecido que a falta de informações acerca da reserva de resistência ou da resistência residual de uma plataforma, vem levando a medidas de enrijecimento que podem não ser as mais apropriadas ou necessárias.
- O uso da redundância estrutural, com a manutenção da margem global de segurança, somente pode ser efetiva através da avaliação das informações disponíveis e de procedimentos de análise de colapso não lineares.

Diversos fatores contribuem para aumentar a reserva de resistência de uma estrutura espacial. Essa reserva se traduz no conservadorismo implícito em uma série de procedimentos dentro do trabalho de engenharia. Certamente, alguns parâmetros mais

conservadores podem ser prescindidos pelos engenheiros. Contudo, por questões técnicas, financeiras ou de outro caráter, são mantidas no projeto. Dentre as mais variadas fontes de reserva de resistência estrutural estão (LALANI & SHUTTLEWORTH, 1990):

- **Resistência dos materiais empregados:** as resistências mecânicas dos materiais empregados são, normalmente, maiores do que as especificadas em projeto.
- **Coeficientes de segurança de projeto:** membros estruturais possuem capacidades de plastificação, podendo, dessa forma, resistir a esforços maiores do que aqueles que causam o escoamento das primeiras fibras.
- **Sobrespessuras de corrosão:** nas zonas de transição de jaquetas, por exemplo, é comum considerar um aumento de espessura nos membros estruturais, para compensar a perda de material devido à corrosão. Contudo, durante a vida útil de uma plataforma, essa contingência pode não ser totalmente consumida.
- **Redundância estrutural:** dependente, primeiramente, do arranjo dos membros que compõem o sistema, ou do arranjo das fundações.
- **Superdimensionamento:** as incertezas, e até os receios, durante a fase de projeto, levam a um excesso no dimensionamento dos membros de maior importância.

A norma ISO 19902 (2007) determina que a Reserva de Resistência Estrutural (RRE) seja utilizada como parâmetro para verificar a adequação de estruturas não convencionais aos seus requisitos de projeto, bem como para a reavaliação de unidades existentes. De acordo com essa norma, a RRE para novas unidades pode ser escrita matematicamente como:

$$RRE = \frac{F_{\text{Colapso}}}{F_{100}} \quad (3.1)$$

onde:

- $F_{\text{Colapso}}$  representa a força ambiental global que causa o colapso estrutural da unidade.
- $F_{100}$  representa a força ambiental global de projeto (TR = 100 anos) não fatorada.

Com base nos carregamentos ambientais críticos para o projeto de unidades fixas, a equação 3.1 pode ser reescrita como:

$$\mathbf{RRE} = \frac{\mathbf{F}_{\text{Colapso}}}{\mathbf{F}_{\text{WV}} + \mathbf{F}_{\text{CR}} + \mathbf{F}_{\text{WD}}} \quad (3.2)$$

onde:

- $\mathbf{F}_{\text{WV}}$  representa a força ambiental global de projeto devido à onda.
- $\mathbf{F}_{\text{CR}}$  representa a força ambiental global de projeto devido à corrente.
- $\mathbf{F}_{\text{WD}}$  representa a força ambiental global de projeto devido ao vento.

Nesse momento, faz-se necessário apresentar as recomendações da norma ISO 19902 (2007) para o estudo, a representação e a aplicação das forças ambientais extremas na análise de estruturas fixas *offshore*. Devem ser observados, principalmente, os requisitos de concomitância entre as principais entidades ambientais: vento, onda e corrente. Os preceitos apresentados na referida norma se aplicam, exclusivamente, às estruturas com baixa amplificação dinâmica (*quasi-estáticas*).

A determinação das forças ambientais extremas que podem agir sobre uma estrutura *offshore*, assumindo um período de retorno de 100 anos, deve ser feita através da combinação dos efeitos devido ao vento, às ondas e às correntes, definidos para uma tempestade de projeto. Normalmente, um de três métodos, elencados a seguir, é utilizado para determinar a ação ambiental extrema de projeto. São eles:

- Adoção da altura de onda referente à tempestade centenária, com seu período e velocidades de vento e corrente associados.
- Adoção da altura de onda referente à tempestade centenária, com seu período associado, combinada com as velocidades centenárias de vento e corrente.
- Combinações racionais da altura e período de onda, velocidade do vento e velocidade de corrente, que resultem em:
  - Força global condizente com a ação ambiental centenária.
  - Um efeito global relevante na estrutura (Reação de base ou momento de tombamento) condizente com a ação ambiental centenária.

Como pode ser observado, o procedimento corrente empregado em projetos de jaquetas dita o uso de condições ambientais com tempo de recorrência de 100 anos na

determinação das ações globais: reação de base e momento de tombamento. Aqui, a norma ISO 19902 (2007) observa que tais condições são expostas com base na premissa que há suficiente margem de segurança para que a crista da onda de projeto não atinja o convés da plataforma. Caso contrário, as ações derivadas dessa situação devem ser incluídas na análise (*Vide* VAN RAAIJ, 2005).

Mais além, Van Raaij (2005) explica que as forças devido ao vento são, normalmente, omitidas na determinação da RRE. Essa afirmação é corroborada por Skallerud & Amdahl (2009). Estes pesquisadores afirmam que os efeitos devido à ação do vento em estruturas *quasi-estáticas offshore* são consideravelmente menores do que os efeitos combinados devido às ondas e correntes. Daí, com base nessas afirmações, a norma ISO 19902 (2007), permite que o procedimento adotado no cálculo das ações ambientais seja aquele ilustrado na figura 65.

Um outro parâmetro importante no estudo das características resistentes de um sistema fixo é a Redundância Estrutural (RE), definida como:

$$RE = \frac{F_{\text{Colapso}}}{F_{1M}} \quad (3.3)$$

onde:

- $F_{\text{Colapso}}$  representa a força ambiental global que causa o colapso estrutural da unidade.
- $F_{1M}$  representa a força ambiental global de projeto medida no momento em que o primeiro membro estrutural falhar.

A partir desse momento, passa a ser importante definir os valores mínimos aceitáveis para o parâmetro de RRE, aplicáveis aos projetos de novas unidades ou à avaliação de plataformas existentes. Sobre isso, porém, ainda não há parâmetros sólidos disponíveis nas normas técnicas vigentes, devido à pequena quantidade de levantamentos, análises ou estudos dirigidos especificamente para o tratamento dessa problemática.

BOMEL (2003) relata o trabalho realizado em um *JIP*, específico para desenvolver estatísticas sobre o parâmetro RRE, a partir dos resultados obtidos através de análises do tipo *Pushover*, conduzidas em projetos para a região *offshore* noroeste da Europa. Essa pesquisa buscou determinar a probabilidade de falha no método *Pushover*, ou, em outras palavras, a probabilidade de ocorrência de um evento extremo, capaz de superar a RRE de uma jaqueta. Os resultados obtidos foram utilizados para definir o seguinte intervalo:

$$RRE \in [1,18 ; 1,58]$$

BOMEL (2003) explica que, no contexto de sua pesquisa, o valor 1,18 deve ser tomado como o limitante inferior absoluto da RRE, pois as plataformas modernas deverão superar esse índice com facilidade. Os pesquisadores esperam, também, que uma jaqueta otimizada (projetada com base nas premissas da norma ISO 19902, 2007) apresente uma RRE em torno de 1,39. Além disso, afirmam ser possível que algumas unidades alcancem o patamar de 1,58, mas crêem ser improvável, se seus projetos forem devidamente otimizados.

Com base na premissa de que a força ambiental extrema está diretamente relacionada à RRE, BOMEL (2003) também engendrou um método para determinar a confiabilidade de um sistema qualquer, a partir de relações entre o fator de carga ambiental global e a RRE. Não estabeleceu, contudo, relações com os possíveis níveis de exposição de uma plataforma. Informações detalhadas sobre a base fundamental deste trabalho, bem como a descrição do método utilizado para caracterizar o intervalo dos valores de RRE apresentado, podem ser vistos em BOMEL (2003) (Recomendado pela norma ISO 19902, 2007) e ERSDAL, 2005.

Outro trabalho sobre o tema foi apresentado por Van de Graaf *et al.* (1994), também recomendado pela norma ISO 19902 (2007) como base para a tomada de decisão em projetos *offshore*. Esses pesquisadores avaliaram a relação entre a confiabilidade de uma jaqueta existente, as condições ambientais de seu local de instalação e as premissas da norma de projeto adotada. Ao final, compararam os resultados encontrados com dados disponíveis para outras unidades, em diferentes áreas, projetadas segunda a mesma norma técnica.

Utilizando técnicas de análise de confiabilidade, Van de Graaf *et al.* (1994) puderam avaliar a probabilidade de falha da plataforma habitável de produção Tern, projetada segundo a norma API RP 2A-WSD (Edição vigente na época de publicação do referido trabalho). Esses pesquisadores inferiram que a probabilidade de falha da unidade, inicialmente, chegava a  $10^{-12}$  ao ano, valor extremamente pequeno. Ainda, a RRE desta mesma jaqueta chegou ao quádruplo da ação ambiental extrema de projeto, o que mostra o elevado grau de conservadorismo empregado em seu projeto.

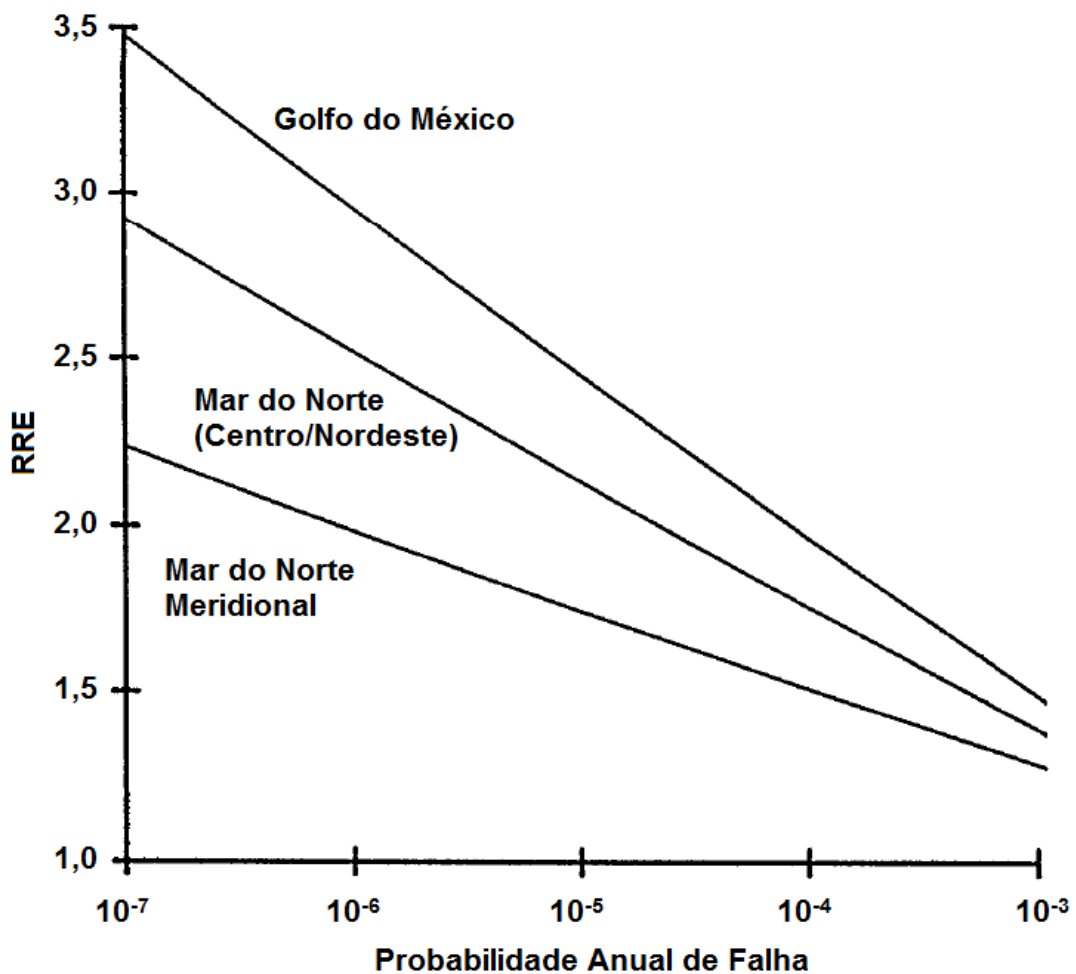
Devido ao exposto, Van de Graaf *et al.* (1994) redimensionaram a plataforma Tern, com base nas recomendações da norma API RP 2A-LRFD (1993), otimizando o seu projeto. Em seguida, reavaliaram a probabilidade de falha do seu sistema estrutural, buscando compatibilizá-la com a de outras regiões *offshore* do mundo. Assim, ao final, a probabilidade de falha foi reduzida para  $10^{-5}$  ao ano. Por fim, esses pesquisadores calibraram valores de RRE para duas probabilidades de falha, que devem ser acomodadas, dependendo da região de instalação da unidade; compatibilizando-as através dos fatores de segurança de projeto comumente empregados para ações ambientais extremas (Tabela 22 e figura 72).



	Golfo do México	Mar do Norte (Centro/Nordeste)	Mar do Norte Meridional	Probabilidade de Falha
Fator de Majoração $\gamma_{f,E}$ *	1.35	1.23	1.00	$3 \times 10^{-5}$
RRE Esperada	2.20	2.00	1.60	
Fator de Majoração $\gamma_{f,E}$ *	N/D	1.35	1.10	$5 \times 10^{-6}$
RRE Esperada	N/D	2.20	1.80	

**Tabela 22 .** RRE relacionada à probabilidade de falha definida de acordo com a região de instalação da plataforma (VAN DE GRAAF *et al.*, 1994).

\* Vide seções 9.9 e A.9.9.3 da norma ISO 19902 (2007).



**Figura 72 .** RRE requerida para alcançar determinada probabilidade de falha do sistema estrutural (VAN DE GRAAF *et al.*, 1994).

A norma ISO 19902 (2007) estabelece que não há a obrigatoriedade de se avaliar a RRE para novas jaquetas. Contudo, estabelece fatores de majoração da ação ambiental centenária e da RRE, associados à uma determinada probabilidade de falha, por região *offshore*, de acordo com o nível de exposição da unidade (Tabelas 23 e 24).

Região	Fator de Majoração $\gamma_{f,E}^*$	RRE Média
Austrália	1.59	2.18
Mar do Norte	1.40	1.92

**Tabela 23** . Valores do fator de majoração da carga ambiental extrema e da RRE para alcançar uma probabilidade de falha menor que  $3 \times 10^{-5}$  por ano para novas plataformas habitadas (Nível de exposição L1) (ISO 19902, 2007).

\* Vide seções 9.9 e A.9.9.3 da norma ISO 19902 (2007).

Região	Fator de Majoração $\gamma_{f,E}^*$	RRE Média
Austrália	1.17	1.60
Mar do Norte	1.09	1.49
Golfo do México	1.17	1.60

**Tabela 24** . Valores do fator de majoração da carga ambiental extrema e da RRE para alcançar uma probabilidade de falha menor que  $5 \times 10^{-4}$  por ano para novas plataformas desabitadas (Nível de exposição L2) (ISO 19902, 2007).

\* Vide seções 9.9 e A.9.9.3 da norma ISO 19902 (2007).

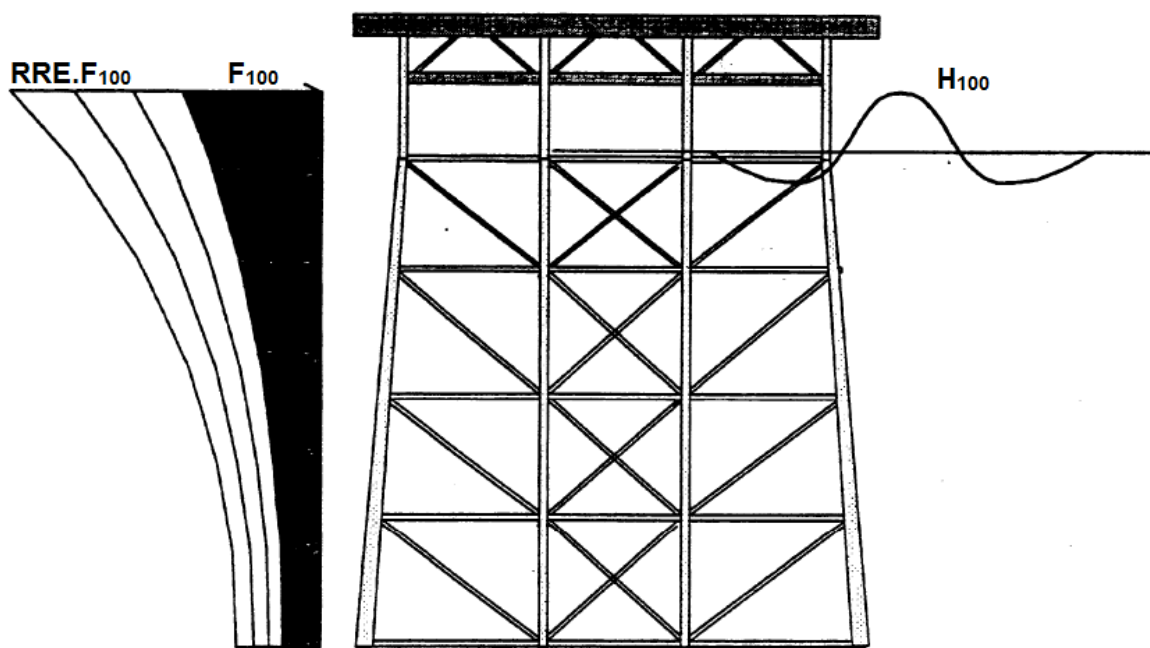
Por fim, a resistência limite de uma jaqueta deve ser determinada através da realização de adequada análise não linear do tipo *Pushover*. Isso representa um desvio significativo da prática convencional de projeto, podendo não ser praticável devido a uma série de dificuldades, como: necessidade de conhecimentos específicos, falta de experiência dos profissionais envolvidos, a falta de experiência relevante no uso de tal abordagem, bem como a falta de um critério para definir valores de RRE aceitáveis, acordado por todas as partes envolvidas (ISO 19902, 2007).

### 3.3. O MÉTODO QUASI-ESTÁTICO *PUSHOVER*

Análises de colapso objetivam demonstrar que uma estrutura possui capacidade resistente suficiente para manter-se estável ao término de um evento de proporções extremas, de magnitude igual ou superior ao previsto na fase de projeto. Por isso, a Reserva de Resistência Estrutural (RRE) deve ser determinada através de métodos adequados e

específicos. E, nesse caso, a técnica *Pushover* se traduz, talvez, no processo mais utilizado pela indústria.

A idéia fundamental do método consiste em avaliar o comportamento estrutural de todo o conjunto. Após a aplicação dos carregamentos funcionais (peso próprio e sobrecargas de baixa variabilidade), faz-se aumento incremental da força ambiental global de projeto (Onda, vento e corrente), até que a plataforma atinja seu limite resistente e entre em colapso (Figura 73).



**Figura 73** . Aumento incremental de um vetor de cargas fixo para análise não linear de jaquetas (DNV *et al.*, 1999).

Skallerud e Amdahl (2009) definem alguns pontos de importância em conjunção com uma análise do tipo *Pushover*. Como já mencionado na presente dissertação, o colapso de uma jaqueta é, ou se deseja que seja, governado pela capacidade portante dos seus elementos de contraventamento, verticais e horizontais. Próximo da sua resistência limite, o comportamento do conjunto é governado pela capacidade resistente axial dos *braces*.

Em seguida, após a falha de alguns desses elementos, a jaqueta deverá atingir o estado de colapso eminente de suas pernas, em um modo de deformação análogo ao de um sistema apertado. Skallerud e Amdahl (2009) discorrem sobre o comportamento não linear destes dois sistemas, considerando características relevantes para uma análise de colapso. Sua didática será mostrada mais à frente na presente dissertação.

Faulkner *et al.* (1990), por sua vez, discorrem sobre o método, observando que as cargas ambientais aplicadas não devem ser multiplicadas por fatores de segurança (em concordância com a norma ISO 19902, 2007), visto que numa análise não linear, o que se busca é avaliar a real reserva de resistência da plataforma. Contudo, esses e uma série de outros autores discutem sobre a validade do método, quando apenas a magnitude da força devido à onda que incide sobre a plataforma é incrementada. A pergunta principal é: o que acontecerá com a plataforma se a onda incidente atingir o convés?

Golafshani *et al.* (2011), então, propõem uma adaptação do método *Pushover* para levar em conta, não somente o aumento da magnitude das forças de onda, mas também a influência desta quando há o aumento incremental de sua altura (Figura 74). Essa abordagem é uma alternativa para considerar o complexo problema da onda que atinge o convés (*wave-in-deck loads*), estudado também por outros pesquisadores, e.g. Van Raaij (2005) e Ersdal (2005).

Nesse momento, um dos questionamentos que se faz ao método proposto por Golafshani *et al.* (2011) é: como considerar ou ajustar o comprimento de onda ao passo em que sua altura máxima é incrementada? Deve-se observar que, se isso não for feito, poderá acarretar uma configuração de onda instável (elevada perturbação) e, portanto, irreal.

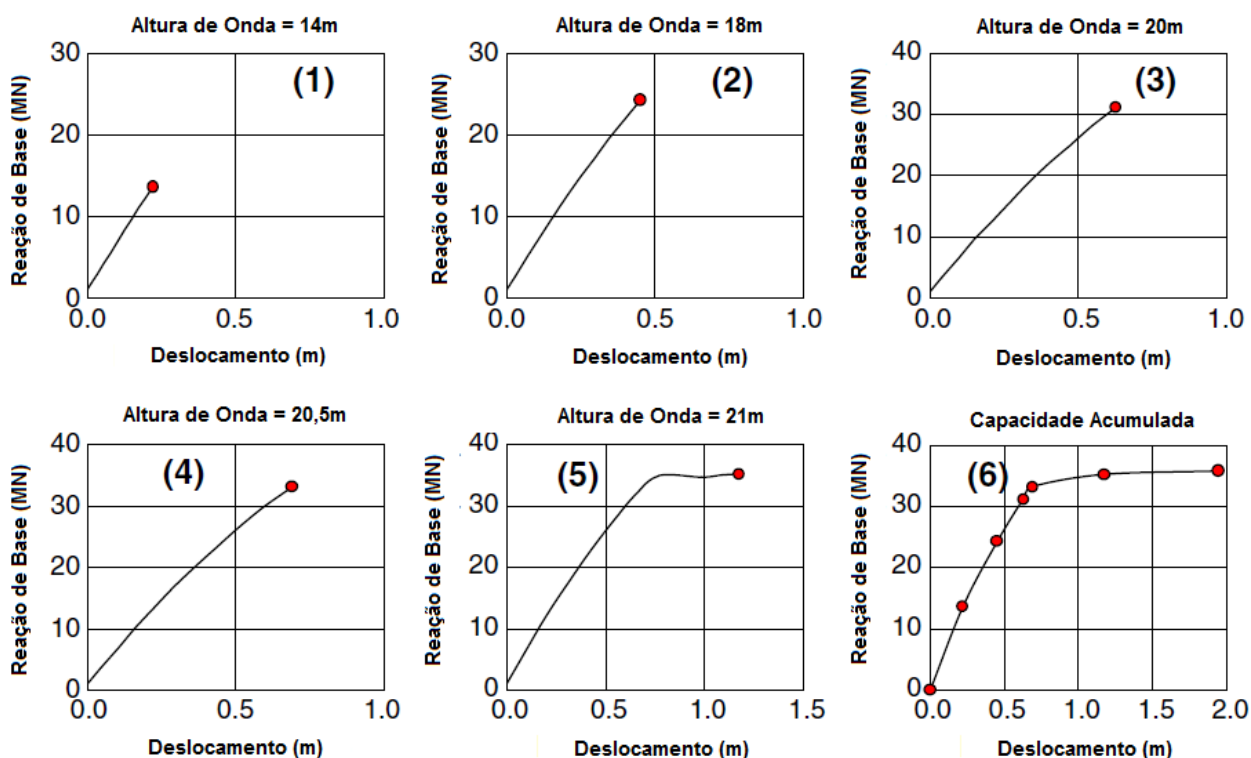
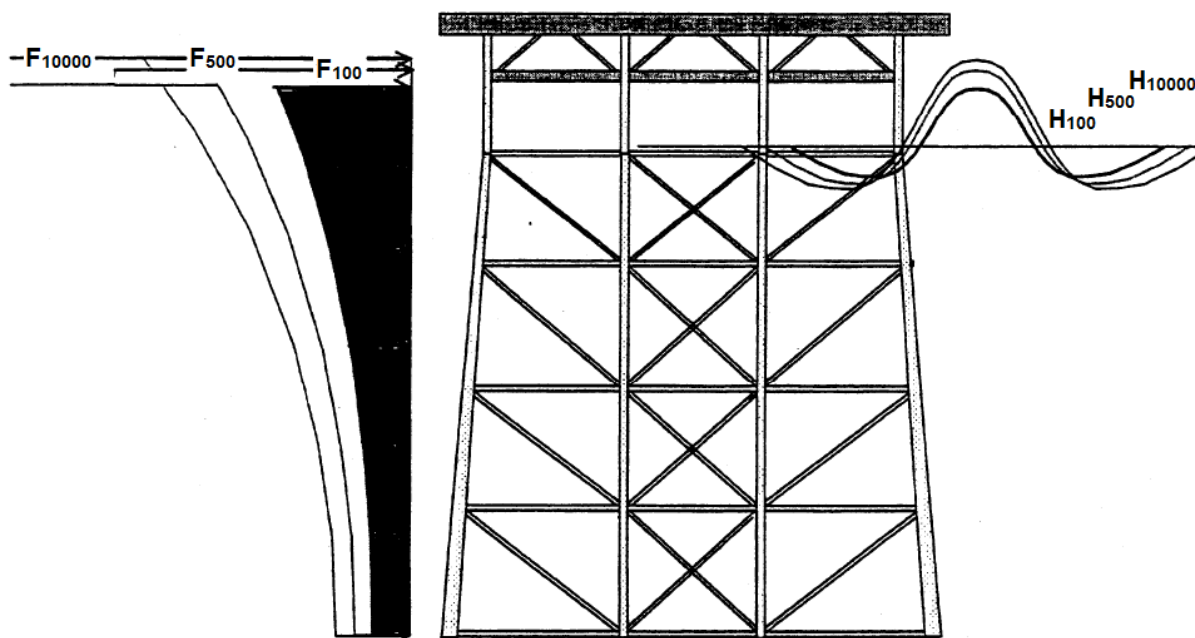


Figura 74 . Modificação da análise *Pushover* para considerar o aumento da altura da onda de projeto, como proposto por Golafshani *et al.* (2011).

O *Ultiguide* (DNV *et al.*, 1999) define as bases fundamentais para o procedimento a ser adotado em uma análise *Pushover*, com relação à aplicação do carregamento ambiental. Como já mencionado, as forças atuantes são aplicadas em sequência. Primeiramente, considera-se as cargas funcionais invariantes. A partir de então, o procedimento tradicional consiste na aplicação incremental do vetor de carregamentos combinados de onda e corrente, considerando um período de retorno nocional de 100 anos (Figura 73). Isso implica em uma altura de onda constante e a análise determinará quantos múltiplos desta carga a estrutura poderá suportar antes de ruir. Observa-se que este procedimento permanece válido enquanto nenhuma elevação do convés da plataforma estiver submersa.

O *Ultiguide* (DNV *et al.*, 1999) determina que, se a altura da máxima onda de projeto for capaz de vencer o *air gap*, para capturar o resultado dessa ação sobre o convés da plataforma, sua altura também deve ser incrementada através da adoção de períodos de recorrência maiores. Ainda, deverá ser avaliada a posição atual da crista da onda em cada caso, como mostra a figura 75.

Uma outra maneira sugerida pela publicação, mais prática para lidar com a variação da altura da onda, consiste em realizar o procedimento normal de uma análise *Pushover* (Figura 73), considerando a onda com tempo de recorrência de 10.000 anos, incrementando-a até o colapso da unidade.



**Figura 75** . Aumento da altura de onda para análise incremental utilizando a técnica *Pushover* (DNV *et al.*, 1999).

Por fim, Van Raaij (2005) afirma que o estudo do aumento da altura de onda requer a realização de uma série de análises *Pushover* com incremento de força. Apesar do esforço necessário, esse procedimento apresenta um significado físico claro, que pode apontar diferentes cenários e modos de falha, se comparado à estratégia de aumento exclusivo da força devido à onda centenária.

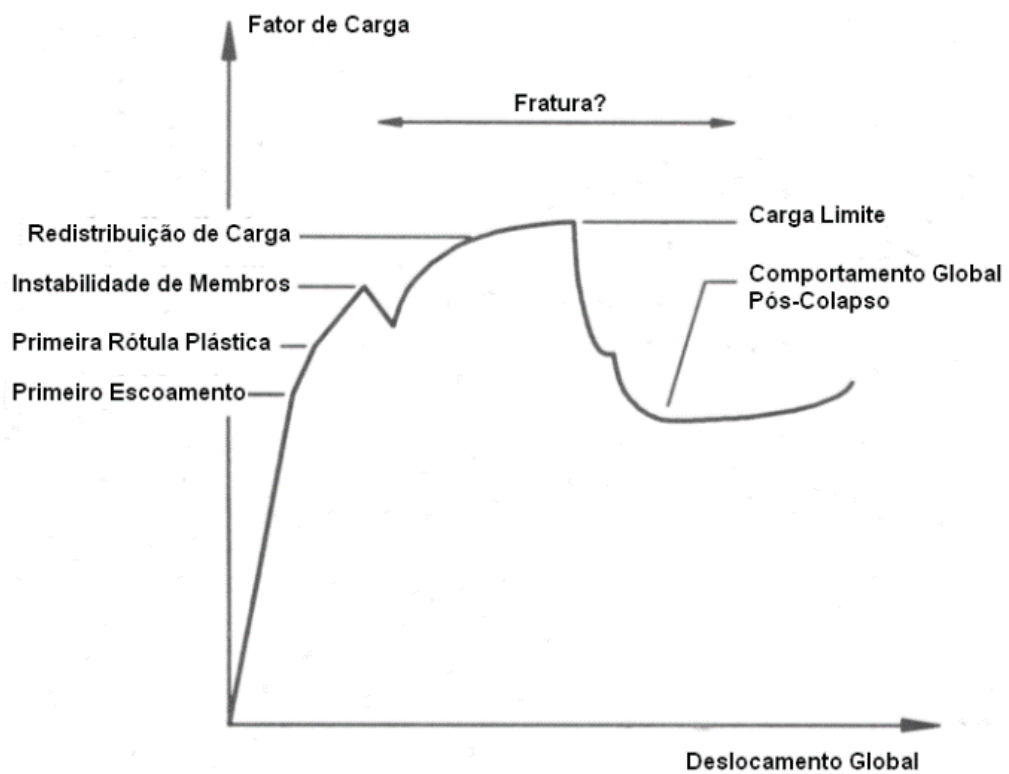
Apesar do exposto, Van Raaij (2005) aponta trabalhos de pesquisa que mostram que a adoção de tal procedimento, no qual se tem o aumento da altura de onda, difere pouco daquele em que se faz o aumento exclusivo da força aplicada. Isso se dá, principalmente, pela rápida e acentuada perda de resistência do sistema no momento em que a onda incide sobre o convés.

Um conceito deve ficar claro: o incremento da força global pode ser interpretado como uma medida da reserva, ou segurança, em relação àquela onda de projeto, e não à uma hipótese de que a altura de onda supere a definida na fase de engenharia (DNV *et al.*, 1999). A cada passo de carga ou incremento, os membros estruturais são avaliados e a rigidez atualizada, com base nas deformações computadas. Ainda, em cada estágio devem ser considerados: membros quanto à flambagem, deformações que resultam em rótulas plásticas, integridade das juntas tubulares, estabilidade das fundações, dentre outros fatores de importância e complexidade, como anteriormente descrito ao longo da presente dissertação.

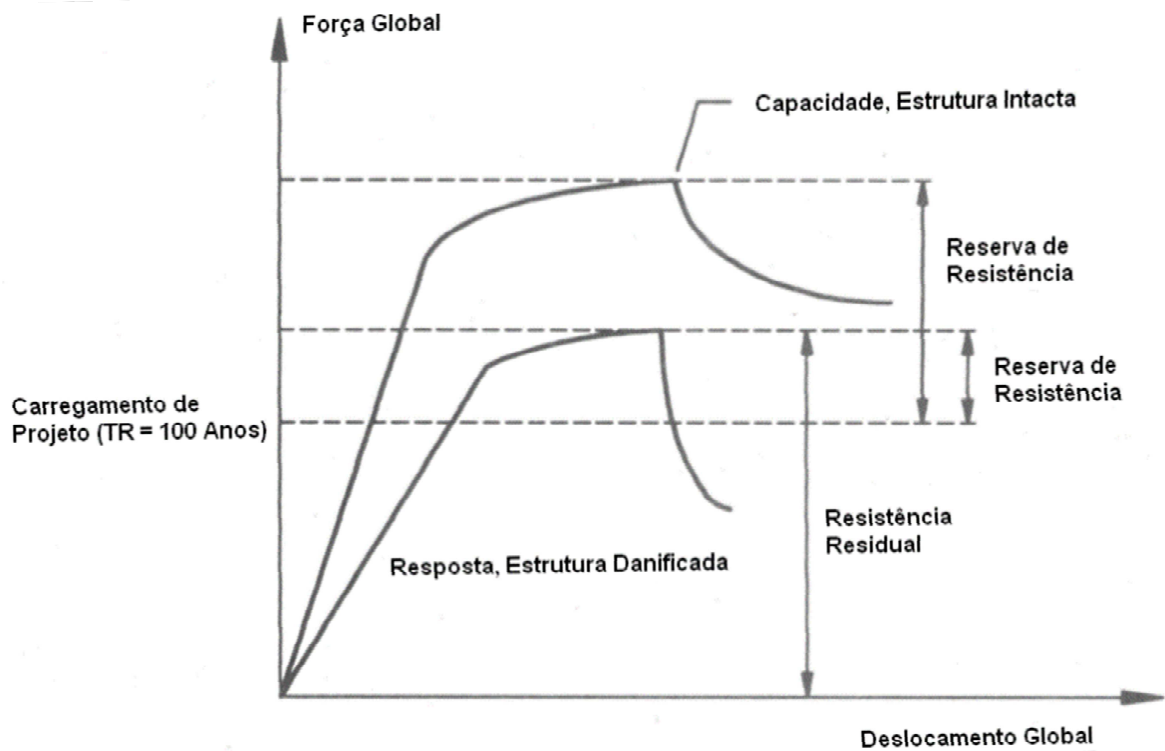
Quando o sistema estrutural converge para o equilíbrio em um determinado estágio incremental, anota-se a parcela do carregamento aplicado e o deslocamento medido em um nó de controle, escolhido da forma mais conveniente pelo engenheiro. O resultado, ao final da análise, é descrito sob a forma de uma curva com a relação força global-deslocamento global, como ilustra a figura 76, cuja interpretação sucinta é apresentada na figura 77.

Finalmente, cabe observar que a modelagem do sistema estrutural, para fins de utilização do método *Pushover*, deve seguir as recomendações dispostas no item A.12.5.4 da norma ISO 19902 (2007). De forma sucinta, trata de todas as particularidades abordadas até o momento pela presente dissertação. Vale, por fim, citar a referida referência normativa (p. 81):

A avaliação da Reserva de Resistência Estrutural é usada para estimar a resistência ao colapso de uma estrutura, com fatores parciais de minoração da resistência tomados iguais a unidade. Por causa da omissão desses fatores, a avaliação da resistência limite deve ser usada e interpretada com cuidado.



**Figura 76** . Ilustração de uma curva força global-deslocamento global para a análise *Pushover* de uma estrutura *offshore* (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).



**Figura 77** . Definições para a curva de capacidade limite (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

## CAPÍTULO 4 . APLICAÇÃO PRÁTICA

Neste capítulo, faz-se a aplicação prática dos conceitos teóricos descritos ao longo da revisão da literatura da presente dissertação. Através do emprego dos recursos tecnológicos disponibilizados para esta pesquisa, será analisada uma plataforma fixa do tipo jaqueta de aço.

Não se faz necessário reproduzir aqui as análises estruturais no regime linear elástico, seguindo os preceitos das normas técnicas vigentes, para o dimensionamento dos membros e elementos estruturais da unidade. É premissa deste estudo de caso, portanto, que a geometria da plataforma, inicialmente, atende às exigências de projeto das referências já citadas ao longo da pesquisa.

A ferramenta numérica de pós-processamento utilizada será o *USFOS*, enquanto que a modelagem da geometria estrutural será feita no pré-processador *GeniE*, ambos de licença original da *DNV*, cedida ao autor para fins exclusivamente acadêmicos. O *USFOS* é reconhecido internacionalmente como uma ferramenta adequada para análises não lineares de estruturas fixas *offshore*, tendo sido empregado em diversos outros trabalhos de pesquisa realizados pelo mundo, e.g. AHMADI-NEDUSHAN, 1995, BOLT *et al.*, 1996, DEFILIPPO, 2007, DIER *et al.*, 2000, FAULKNER *et al.*, 1999, GOLAFSHANI *et al.*, 2011, ERSDAL, 2005 e VAN RAAIJ, 2005, dentre outros.

Outros pacotes disponíveis no mercado também poderiam ser utilizados, considerando que se esteja familiarizado com suas características, *modus operandi* e limitações. Cita-se, então (BOLT *et al.*, 1996):

- *EDP – Extended Design Program.*
- *FACTS – Finite Element Analysis for Complex Three Dimensional Systems.*
- *INTRA – Development of Inelastic Tower Response Analysis.*
- *SACS – Structural Analysis Computational System.*
- *SAFJAC – Strength Analysis of Frames and Jackets.*

Este estudo de caso visa avaliar qualitativamente as especificidades encontradas nas análises conduzidas, comparando, quando possível, os resultados obtidos com as proposições e hipóteses estabelecidas nas referências bibliográficas consultadas. Uma vez que não há registros de estudos de colapso em plataformas similares, especialmente na zona marítima costeira do Brasil, não há bases consistentes para que sejam feitas comparações quantitativas. Por fim, o objetivo principal é demonstrar como o método



*Pushover* e as informações provenientes das análises não lineares podem ser de grande valia para empreendimentos relevantes como uma unidade fixa *offshore*.

## 4.1. O OBJETO DE ESTUDO

### 4.1.1. MODELO ESTRUTURAL

Denominada pelo autor como plataforma Proteu<sup>28</sup>, trata-se de uma jaqueta tronco-piramidal com quatro pernas, posicionada em seu local de instalação por meio de quatro estacas (uma por perna). Essas, por sua vez, são guiadas por luvas, cujos espaços anulares são cimentados para atribuir caráter monolítico à ligação entre os conjuntos *jaqueta* e *fundação*.

A jaqueta possui quatro elevações horizontais (mesas) e seu sistema de contraventamento é, fundamentalmente, formado por juntas tubulares dos tipos T e K (Figura 78). Contudo, observa-se um sistema do tipo X na face B, entre as duas últimas mesas (el.-24.400mm e el.-13.300mm), caracterizando, desta forma, uma pequena assimetria geométrica no conjunto (Figura 79).

As principais características estruturais da plataforma Proteu são apresentadas nas tabelas 25 e 26, a seguir, com o auxílio visual das figura 80:

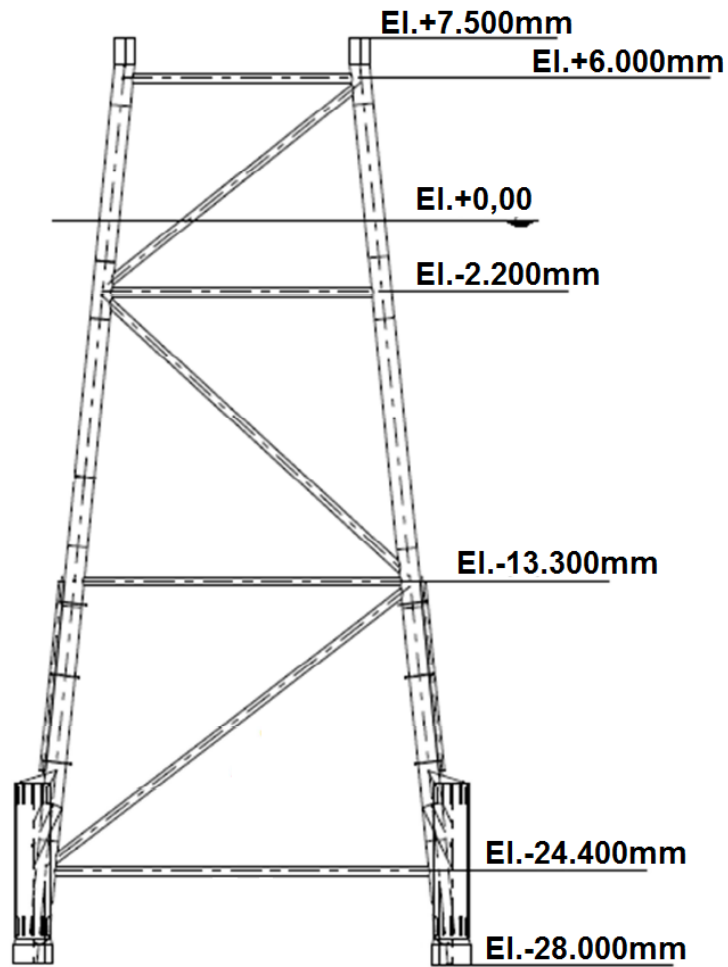
Plataforma Proteu - Lâmina D'água = 28 metros				
Pernas	Mesas	Inclinações das Pernas		Estacas
		Faces A e B	Faces 1 e 2	
4	4	1 / 6,94	1 / 10,3	4

**Tabela 25** . Principais características geométricas da jaqueta da plataforma Proteu.

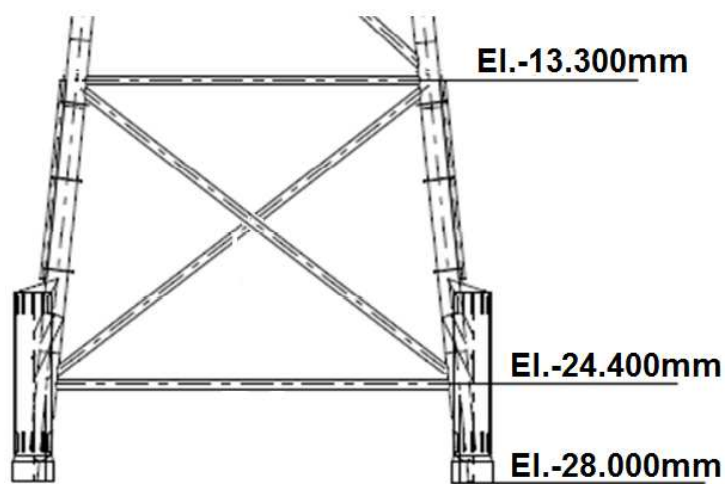
Dimensões Principais da Jaqueta	
Altura Total	33,6 m
Mesa El. (+)6.500mm – Topo	9,0 m x 6,1 m
Mesa El. (-)24.400mm - Fundo	15,0 m x 15,0 m

**Tabela 26** . Dimensões principais da jaqueta da plataforma Proteu.

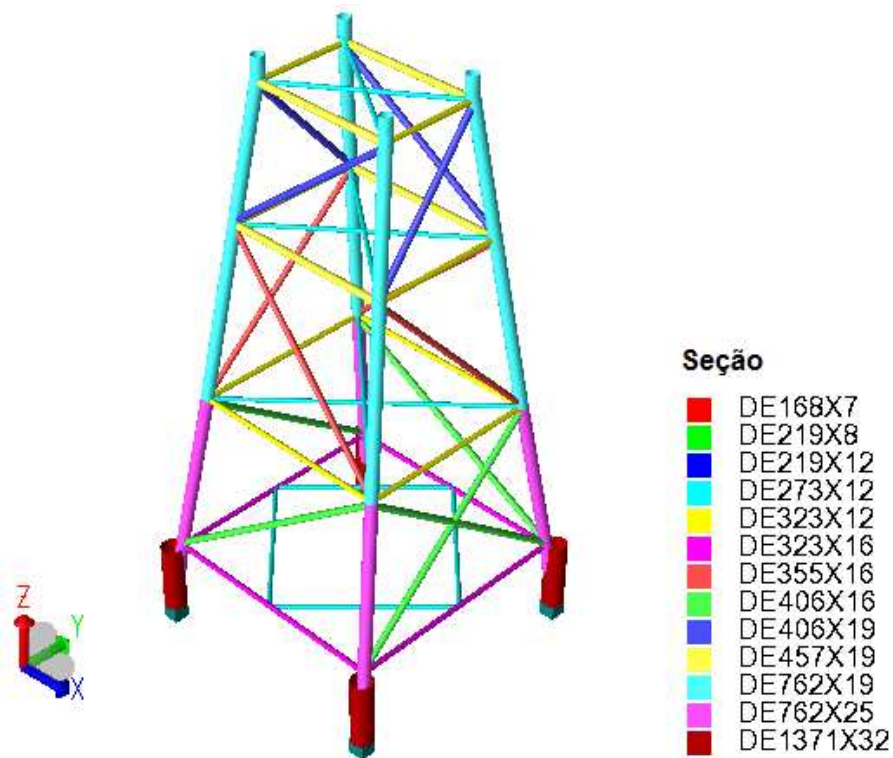
<sup>28</sup> Deus da mitologia grega, filho de Poseidon.



**Figura 78** . Elevações das mesas e geometria do sistema de contraventamento da jaqueta da plataforma Proteu (Faces 1, 2 e A).

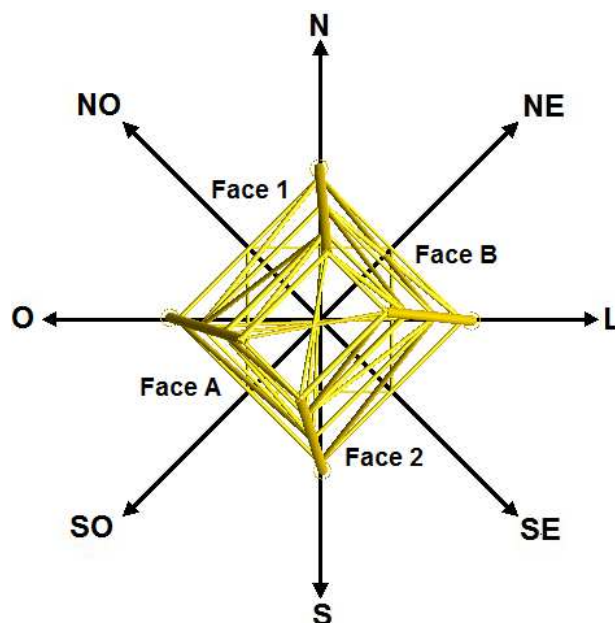


**Figura 79** . Detalhe do sistema de contraventamento na Face B da jaqueta da plataforma Proteu.



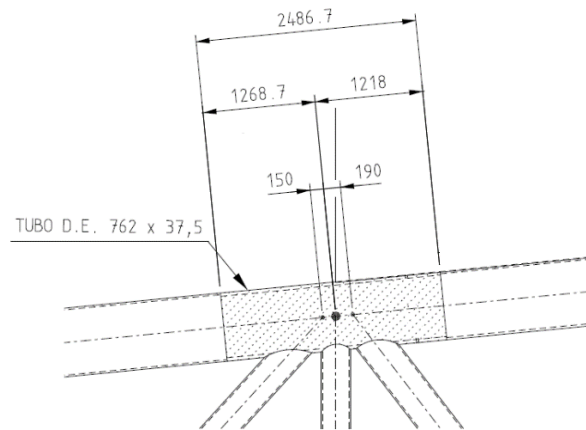
**Figura 80** . Geometria dos membros tubulares estruturais (diâmetro externo x espessura de parede) que compõem a estrutura da jaqueta da plataforma Proteu (Dimensões em milímetros).

A figura 81, a seguir, mostra a orientação das direções principais da plataforma Proteu em relação à Rosa dos Ventos, bem como identifica suas quatro faces:



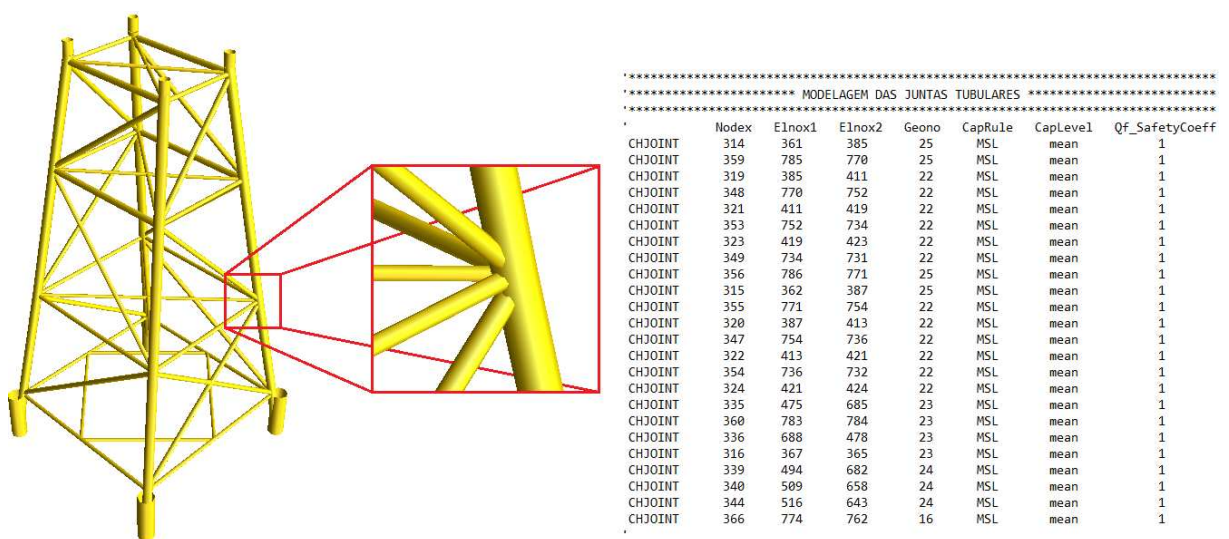
**Figura 81** . Orientação da plataforma Proteu.

Em relação aos nós da jaqueta, todas as juntas tubulares foram reforçadas com o aumento da espessura de parede do elemento estrutural passante (*chord*), como mostra o detalhe típico da figura 82. Há, portanto, duas transições existentes em cada perna: 19mm para 37,5mm e 25mm para 37,5mm.



**Figura 82** . Detalhe típico do reforço local das juntas tubulares da plataforma Proteu (Dimensões em milímetros).

A figura 83 mostra um detalhe da modelagem numérica dos nós da jaqueta, considerando o *gap* entre os *braces*. A listagem de entrada com as características de todas as juntas para construção do modelo também é apresentada (*vide* SINTEF, 2012), para fins de ilustração e contagem do número total de juntas presentes no conjunto.



**Figura 83** . Detalhe da modelagem das juntas tubulares, considerando os *gaps* entre *braces*, com a listagem de entrada (SINTEF, 2012) para todas os nós da jaqueta, incluindo a definição dos *cans*.

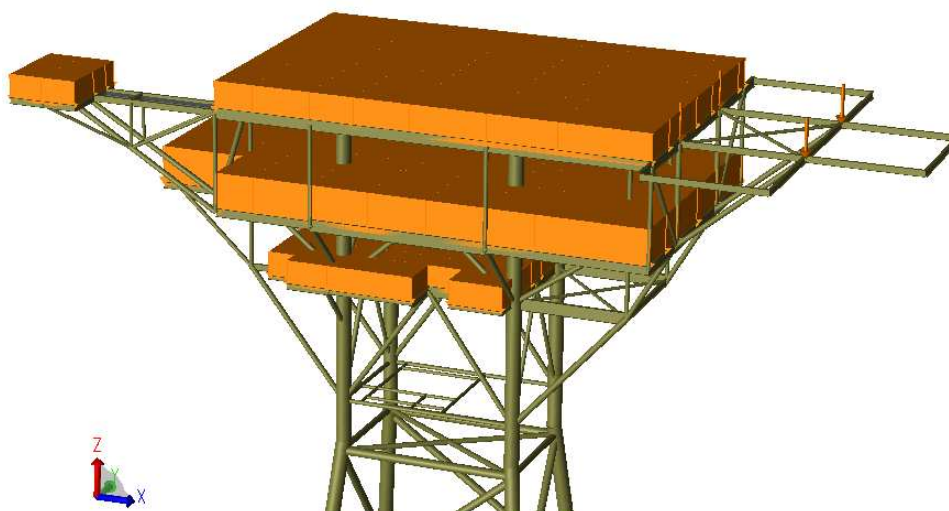
Da figura 83, observa-se que as resistências das juntas serão avaliadas segundo a proposta de Dier *et al.* (2000), considerando suas capacidades limite médias, dadas pelas equações dispostas na tabela 6 em conjunto com as equações 2.53 e 2.54.

As estacas, por sua vez, são formadas por elementos tubulares com 42 metros de comprimento, cada, diâmetro externo constante igual a 1.219 milímetros e espessura de parede de 37,5 milímetros. Já em relação aos materiais aplicados, toda a estrutura da unidade foi construída com a utilização de aço de alta resistência ( $\sigma_y \geq 345\text{MPa}$ ).

Sobre o convés da plataforma (*topside*), este foi modelado para que a sua participação na rigidez global do sistema fosse levada em consideração. Conforme já mencionado na presente dissertação, uma plataforma fixa é composta por três subsistemas estruturais: as estacas, a jaqueta e o convés. Assim, a matriz de rigidez de todo o conjunto pode ser vista como a combinação direta da matriz de rigidez de cada um desses subsistemas (PUEKSAP-ANAN, 2010).

A partir do relatório de controle de peso do projeto, cujo resumo é apresentado na tabela 27, os carregamentos funcionais foram distribuídos pelas diversas elevações do convés, através do uso de elementos finitos de casca, de forma adequada para garantir que a resultante das forças coincida com o centro de gravidade da unidade. As cargas concentradas mais significativas, provenientes de equipamentos e utilidades de maior relevância em termos de peso, foram aplicadas nos nós da estrutura do convés. Estes carregamentos operacionais somados chegam a um valor total de 6.480kN, e representam todas as facilidades presentes na plataforma (Figura 84).

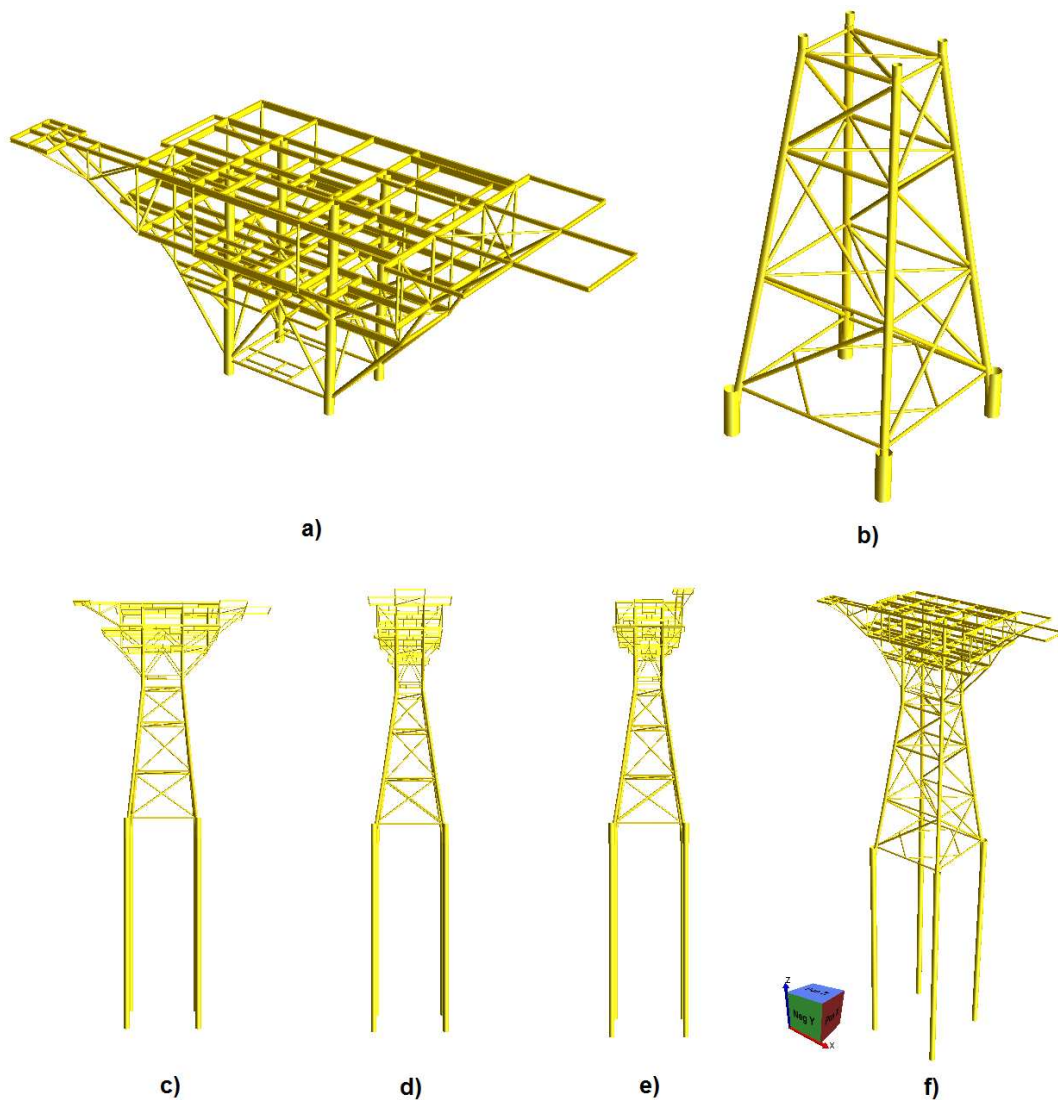
Por fim, a figura 85 mostra o modelo matemático completo da plataforma, incluindo as estacas e o convés.



**Figura 84 .** Aplicação de carregamentos funcionais no convés da plataforma.

Plataforma Proteu - Distribuição de Peso Operacional por Disciplina	
Disciplina	Peso (t)
Estrutura (Convés, Jaqueta e Estacas)	760
Tubulação	206
Elétrica	58
Mecânica	226
Aquecimento, Ventilação e Ar Condicionado (AVAC)	10
Controle e Automação	87
Telecomunicações	21
Arquitetura e Segurança	41
<b>Total</b>	<b>1408</b>

**Tabela 27** . Distribuição por disciplina do peso operacional da plataforma Proteu para determinação dos carregamentos funcionais da unidade.

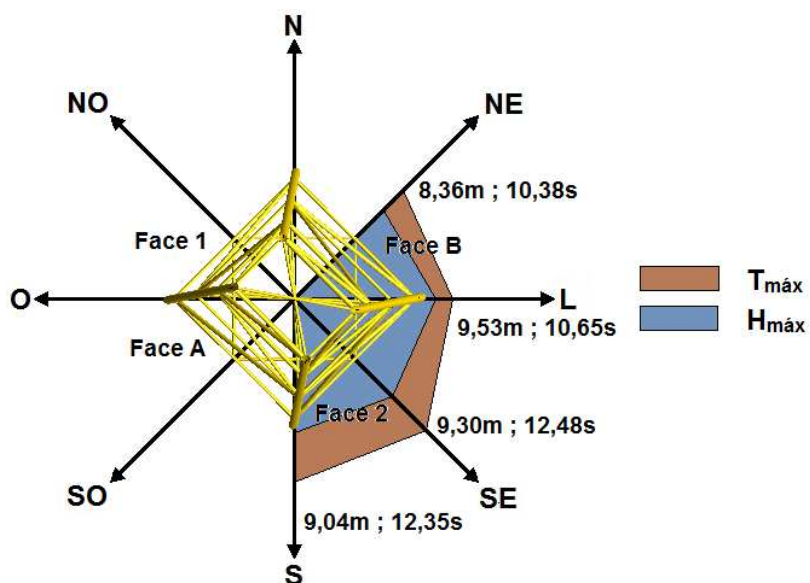


**Figura 85** . Modelo tridimensional completo da plataforma Proteu: **a)** Convés ; **b)** Jaqueta ; **c)** Elevação vista Face A ; **d)** Elevação vista Face 2 ; **e)** Elevação vista Face 1 e **f)** Vista isométrica.

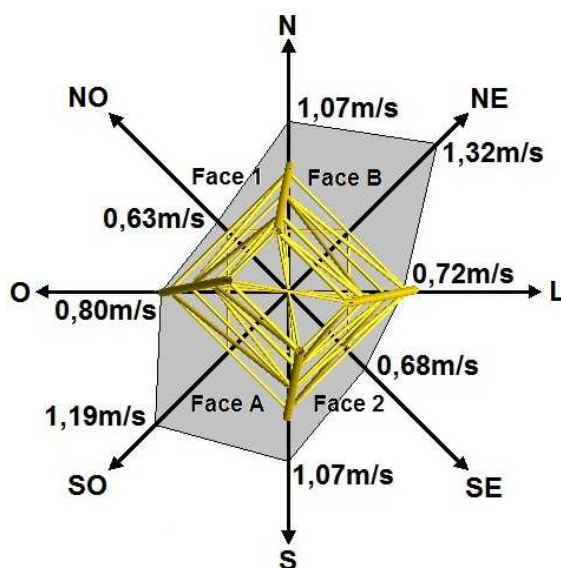


#### 4.1.2. DADOS AMBIENTAIS E GEOTÉCNICOS

De acordo com os dados meteorológicos e oceanográficos definidos para a região de instalação da plataforma Proteu, a altura máxima da onda de projeto e seu período associado, bem como a velocidade máxima da corrente incidente, considerando TR = 100 anos, podem ser obtidos a partir das figuras 86 e 87, a seguir:



**Figura 86** . Altura máxima da onda de projeto e período associado por direção para o local de instalação da plataforma Proteu (TR = 100 anos).



**Figura 87** . Velocidade máxima da corrente de projeto por direção para o local de instalação da plataforma Proteu (TR = 100 anos).

Com base nas informações disponíveis na figura 86, é possível determinar os parâmetros da onda máxima de projeto adotada para este estudo de caso. Tem-se que:

$$H_{\text{máx}} = 9,53\text{m}$$

$$T_{\text{máx}} = 10,65\text{s}$$

De forma análoga, agora a partir da figura 87, determina-se a velocidade máxima da corrente de projeto. Tem-se que:

$$V_1 = 1,32 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Neste momento, de acordo com o exposto nas normas API RP 2A-WSD (2007) e ISO 19902 (2007), faz-se necessário determinar o período aparente da máxima onda de projeto, considerando, agora, a influência do Efeito Doppler. Desta forma, calcula-se:

$$\frac{V_1}{gT} = 0,013$$

e

$$\frac{d}{gT^2} = 0,025$$

Conservadoramente, utilizando o ábaco da figura 69, adota-se a curva de valores para  $\frac{d}{gT^2} = 0,02$ . Desta forma, obtém-se o período aparente da onda centenária, como segue:

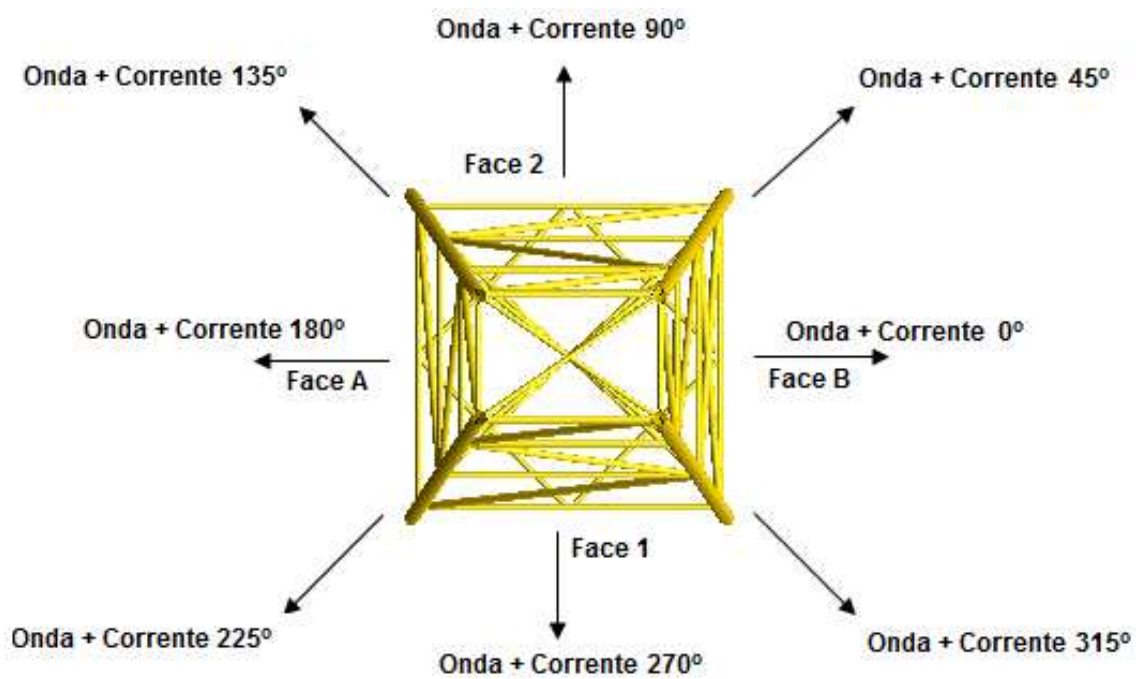
$$\frac{T_{\text{app}}}{T} = 1,1$$

Logo,

$$T_{\text{app}} = 11,72\text{s}$$

Por fim, a estrutura da plataforma Proteu deverá ser avaliada segundo as 8 direções incidentes definidas na figura 88, a seguir:





**Figura 88 .** Orientação em planta da plataforma Proteu mostrando a nomenclatura das faces da jaqueta e as direções de incidência das forças ambientais consideradas nas análises realizadas.

Para a modelagem do terreno de fundação da plataforma, o perfil geotécnico de projeto foi definido a partir do boletim de sondagem gerado para o local de instalação do empreendimento (Figura 89). Com base nessas informações, é possível construir as famílias de curvas p-y (Figuras 90 e 91) e t-z (Figuras 92 e 93), bem como a curva Q-z para a resistência de ponta das estacas (Figura 94).

Nesse momento, analisando a figura 89, pode-se observar que as pontas das estacas estão imersas em meio argiloso, o que abre espaço para a discussão sobre a consideração, ou não, da mobilização do maciço nesse sentido. Desta forma, com o objetivo de atribuir completude ao estudo de caso realizado, o autor optou por incluir no modelo matemático a curva Q-z para a camada em questão, deixando, a avaliação da sensibilidade dos resultados frente a parâmetros desse tipo, como sugestão para trabalhos futuros.

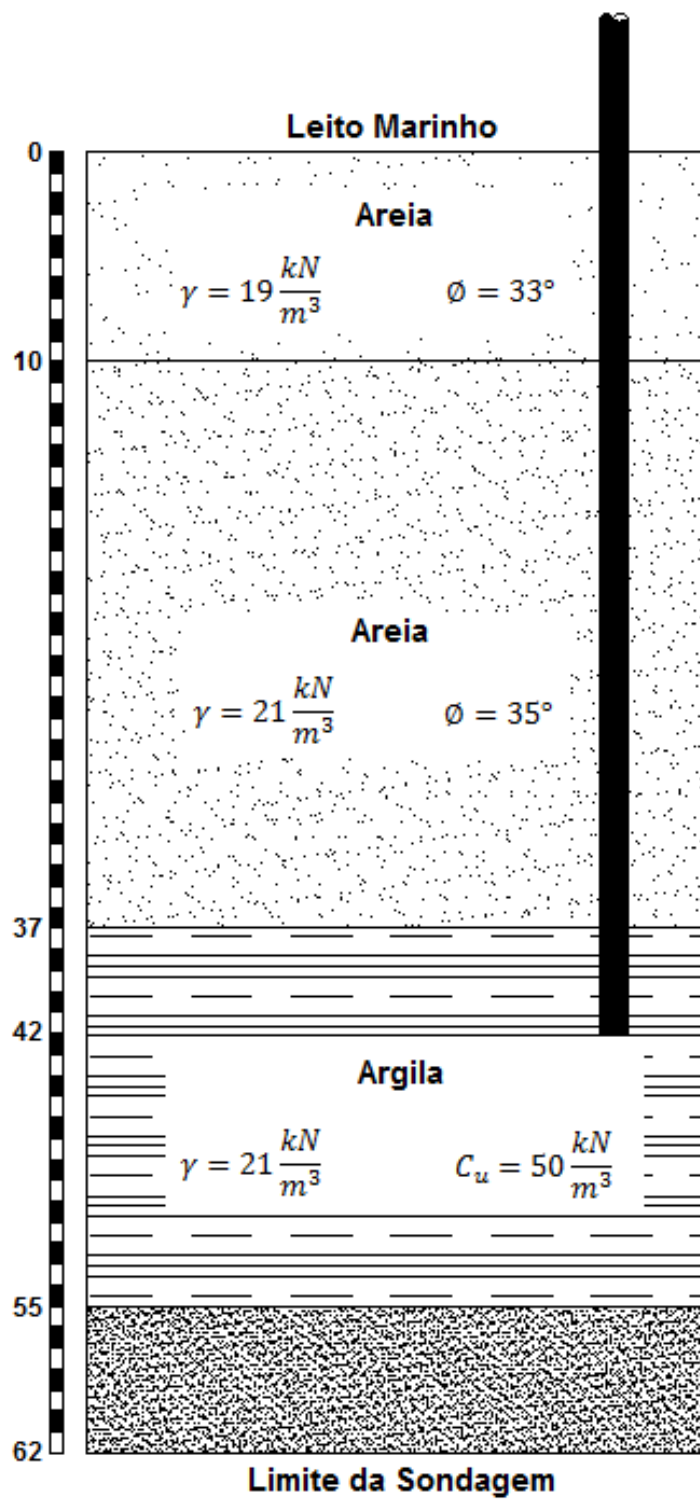
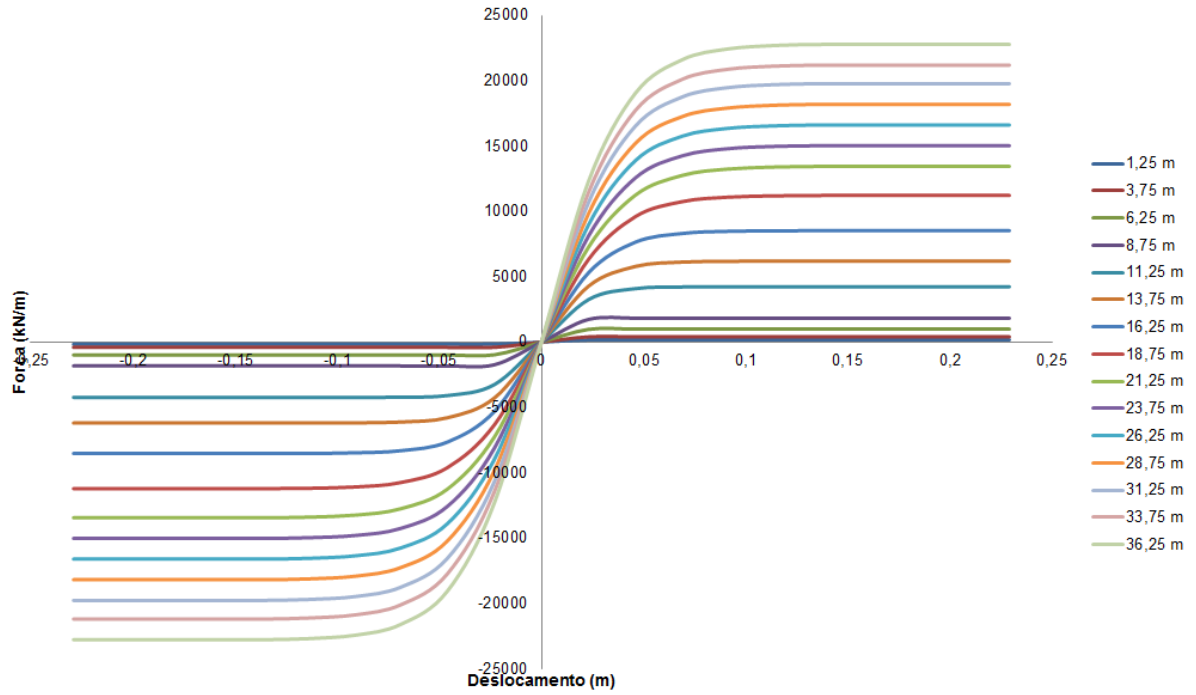


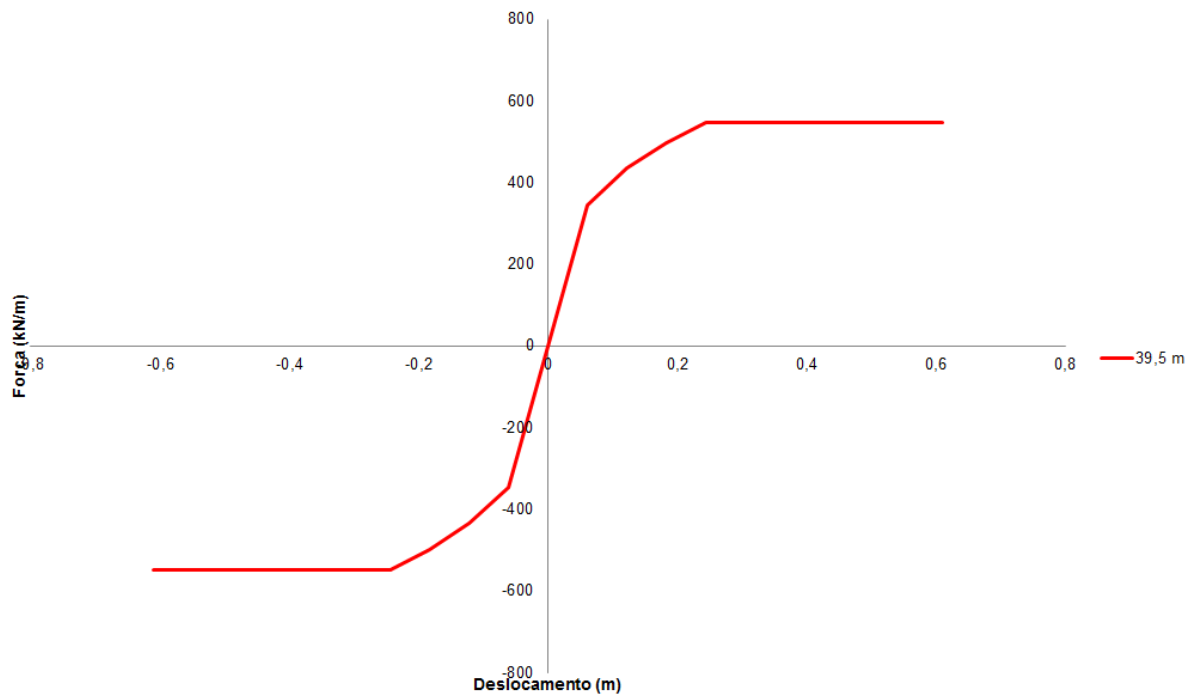
Figura 89 . Perfil geotécnico considerado para o estudo de caso.

**Família de Curvas p-y para Areias Empregada na Análise da Plataforma Proteu**



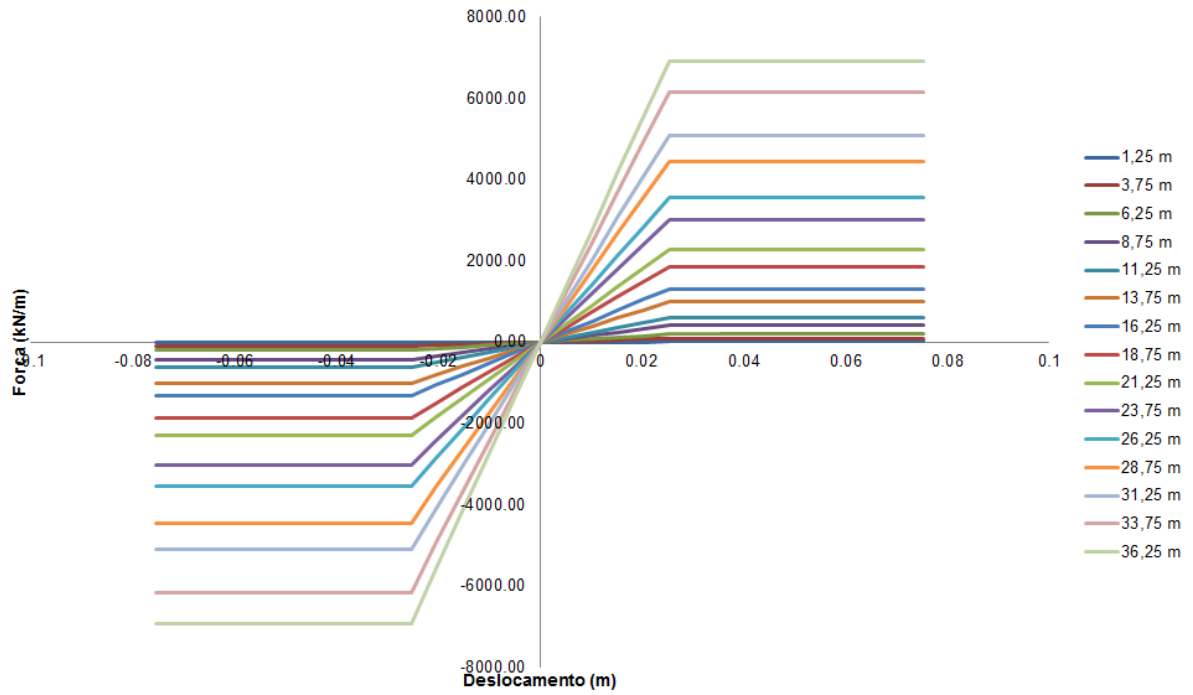
**Figura 90 . Família de curvas p-y para areias empregada na análise da plataforma Proteu.**

**Curva p-y para Argila Empregada na Análise da Plataforma Proteu**



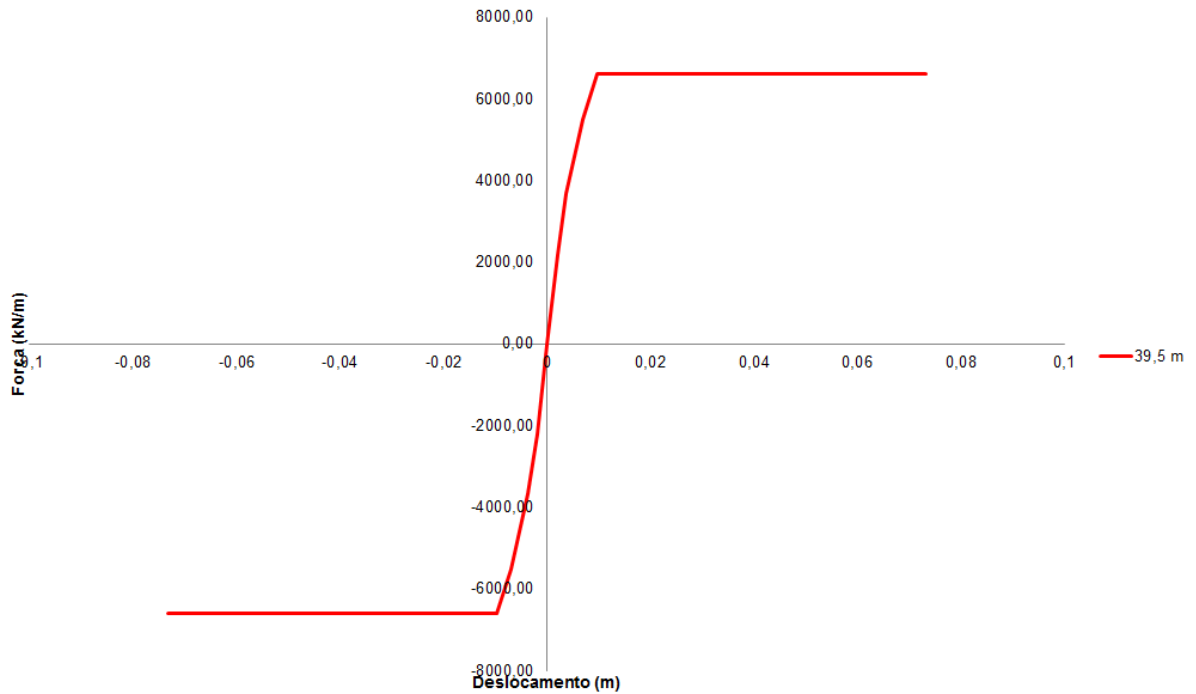
**Figura 91 . Curva p-y para argila empregada na análise da plataforma Proteu.**

**Família de Curvas t-z para Areias, Empregada na Análise da Plataforma Proteu**

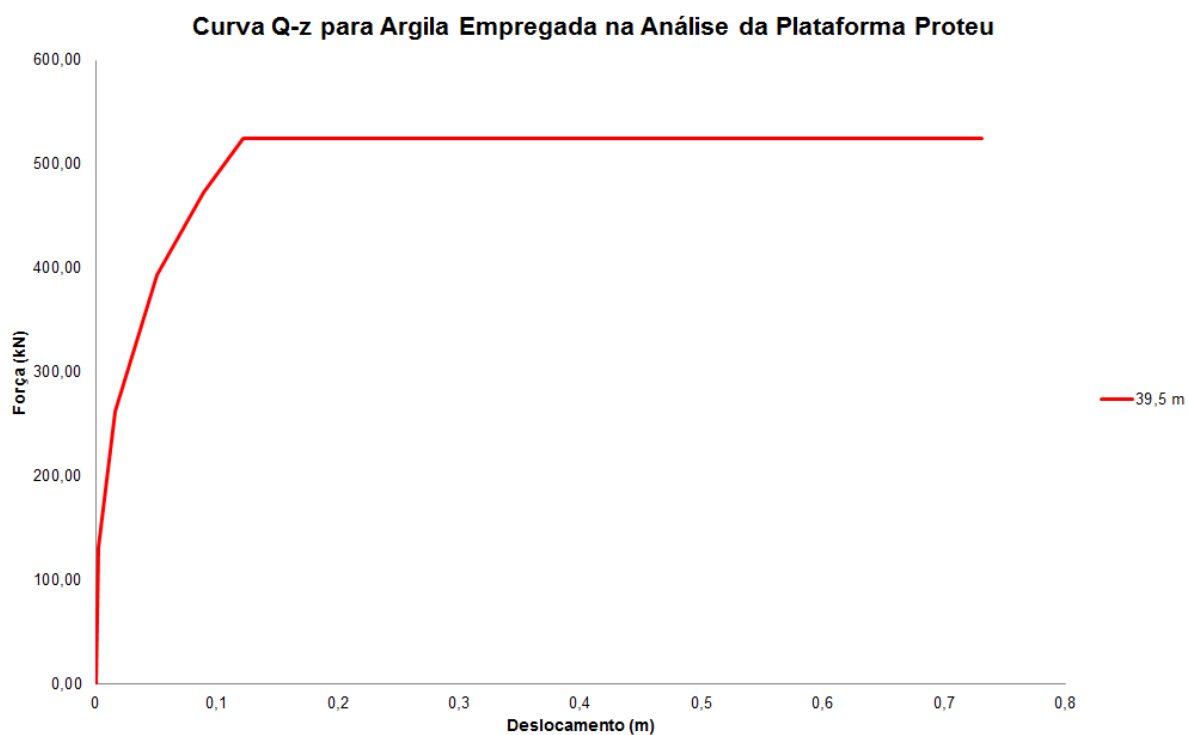


**Figura 92 .** Família de curvas t-z para areias empregada na análise da plataforma Proteu.

**Curva t-z para Argila Empregada na Análise da Plataforma Proteu**

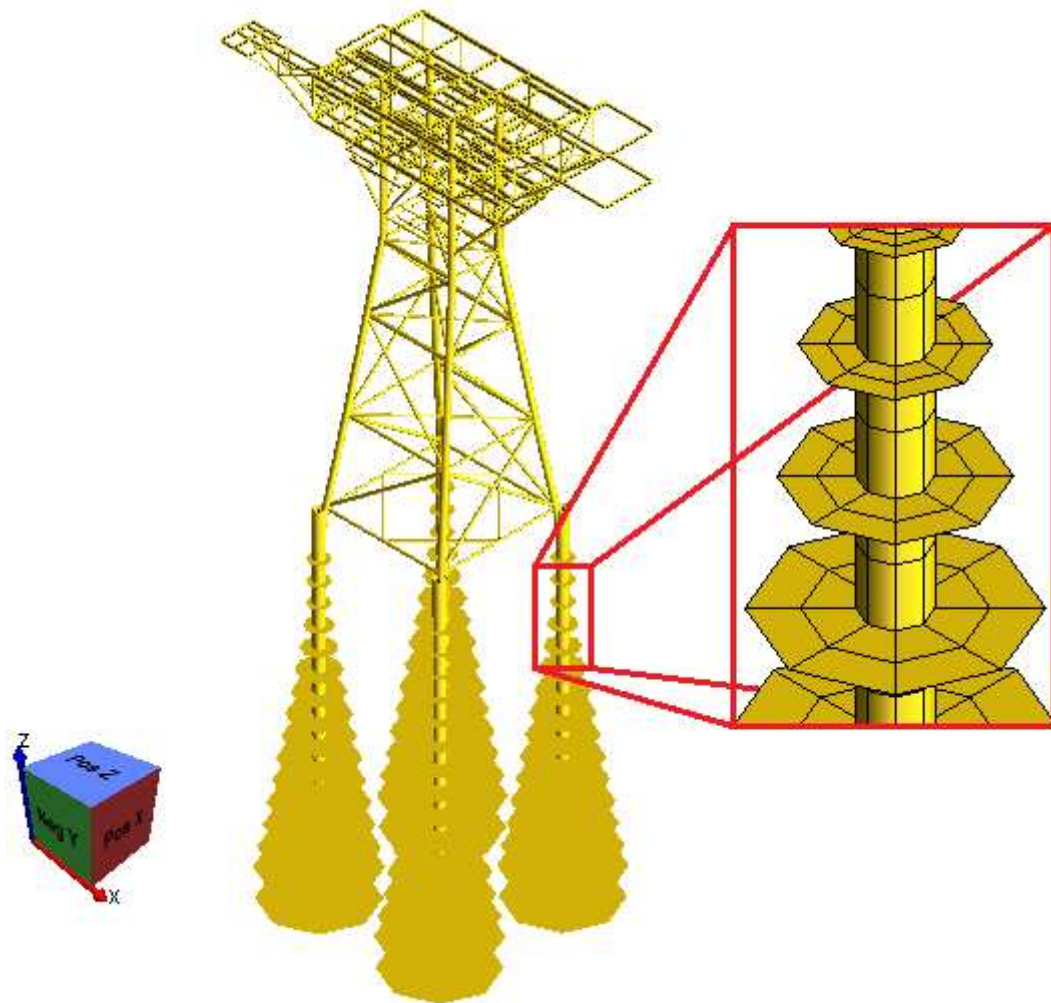


**Figura 93 .** Curva t-z para argila empregada na análise da plataforma Proteu.



**Figura 94** . Curva Q-z para argila empregada na análise da plataforma Proteu.

As curvas definidas são aplicadas ao modelo matemático através do emprego de molas não lineares, representadas graficamente pelo programa como “discos” de solo (*vide* SINTEF, 2012) (Figura 95).



**Figura 95** . Representação gráfica das diversas curvas não lineares aplicadas ao modelo matemático para consideração da interação solo-estrutura.

## 4.2. A FERRAMENTA COMPUTACIONAL

O programa *USFOS* (SINTEF, 2012) foi desenvolvido especificamente para realizar análises de colapso em estruturas reticuladas *offshore*. Sua formulação segue toda a teoria apresentada no Capítulo 2 da presente dissertação. Assim, apresenta-se nesta seção, a descrição da modelagem realizada com esse sistema, a partir dos dados de entrada fornecidos ao programa, definidos com base nas premissas adotadas pelo autor. Trata-se de uma descrição sucinta da abordagem seguida para analisar a plataforma em questão.

Por fim, para que se possa avaliar quantitativamente a acurácia do processador, antes de realizar o estudo propriamente dito, faz-se a análise de dois sistemas planos simples, um apertado e outro treliçado, conforme sugerido e demonstrado por Skallerud e Amdahl (2009). O objetivo é confirmar os resultados encontrados por estes pesquisadores,

bem como avaliar a capacidade de manipulação e entendimento do programa por parte do autor. Desta forma, como consequência, atribui-se maior grau de confiabilidade aos dados obtidos e às conclusões com base neles inferidas.

#### 4.2.1. JUNTAS TUBULARES

O tratamento teórico da flexibilidade e da resistência local de juntas tubulares pode ser feito através de diversos métodos, conforme descrito nas mais utilizadas normas técnicas internacionais vigentes, e.g. API RP 2A-WSD (2007), ISO 19902 (2007) e NORSOK N-004 (2004). As principais formulações foram apresentadas na seção 2.3 da presente dissertação.

Para este estudo de caso, foram utilizadas as fórmulas propostas por Dier *et al.*, (2000), que são recomendadas pela norma ISO 19902 (2007), utilizando valores característicos para determinação do parâmetro de resistência limite  $Q_u$  (ver figura 83).

Como já descrito, a partir da definição completa da geometria de cada junta tubular, considerando inclusive a presença dos *cans*, o sistema automaticamente cria um “elemento de junta” através da inclusão de *stubs* específicos para descrever fisicamente as ligações do *braces* com o *chord* (ver figura 30). O programa, então, identifica e classifica o tipo de junta para cada incremento de carga, determinando os seus limites de resistência, como ilustra a figura 96, a seguir:

```

----- JOINT CLASSIFICATION -----
USFOS load combination no = 1
Load step no = 1
Load level = 0.000

```

NODE ID	Capacity rule	Chord diameter	Chord thickness	Chord yield str.
314	MSL mean	7.620E-01	4.000E-02	3.500E+08

Brace ID	Angle (deg)	Conn Type	Facing brace	Gap	Axial Cap/Qf	MipB Cap/Qf	MopB Cap/Qf
365	83	Y			7.146E+06 1.00	1.319E+06 1.00	9.407E+05 1.00
475	85	Y			7.119E+06 1.00	1.314E+06 1.00	9.372E+05 1.00
562	50	Y			1.122E+07 1.00	2.699E+06 1.00	1.726E+06 1.00

Figura 96 . Ilustração da geração automática de parâmetros locais de juntas tubulares.

#### **4.2.2. INTERAÇÃO SOLO-ESTACA**

A modelagem do sistema solo-estaca é feita com base nas relações força-deslocamento informadas pelo usuário, através da estratificação do maciço em camadas com espessuras convenientemente definidas.

Para o terreno de fundação deste estudo de caso, foram consideradas faixas com 2,5 metros de espessura, cada. As curvas p-y, t-z e Q-z pertinentes a cada uma dessas faixas são, então, definidas com base nas formulações apresentadas na seção 2.4 e na figura 89, sendo aplicadas como molas não lineares na linha média de cada faixa.

O programa, então, cria novos nós nos elementos que representam as estacas, automaticamente, para inserir o conjunto de molas referente àquela camada ou nível. Por isso, antes da modelagem das estacas, deve-se ter em mãos todas as relações força-deslocamento aplicáveis, como as apresentadas nas figuras 90 a 94.

#### **4.2.3. HIDRODINÂMICA**

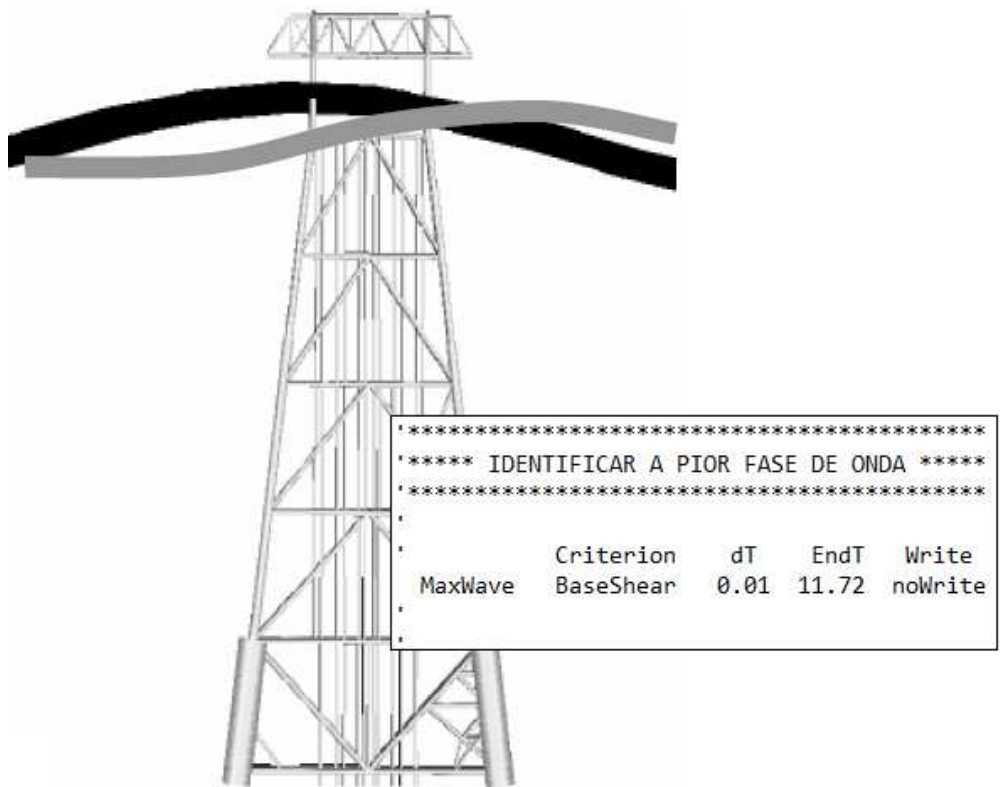
As principais teorias hidrodinâmicas, ou teorias de onda, incluindo aquelas descritas na seção 2.6 da presente dissertação, estão implementadas no sistema. Desta forma, cabe ao usuário definir os principais parâmetros de entrada e a teoria aplicável ao problema, com o auxílio do ábaco na figura 67.

Para o estudo de caso da plataforma Proteu, a teoria de onda utilizada é de Stokes em 5ª ordem, considerando os parâmetros meteorológicos apresentados neste capítulo. O programa faz automaticamente uma avaliação incremental da passagem da onda pela estrutura para determinar a posição que gera a maior ação global, a dizer: reação horizontal na base ou momento fletor de tombamento. No modelo desta unidade, optou-se pela verificação da maior reação de base, para incrementos de 0,01 segundos ao longo do período total da onda de projeto, como ilustra a figura 97.

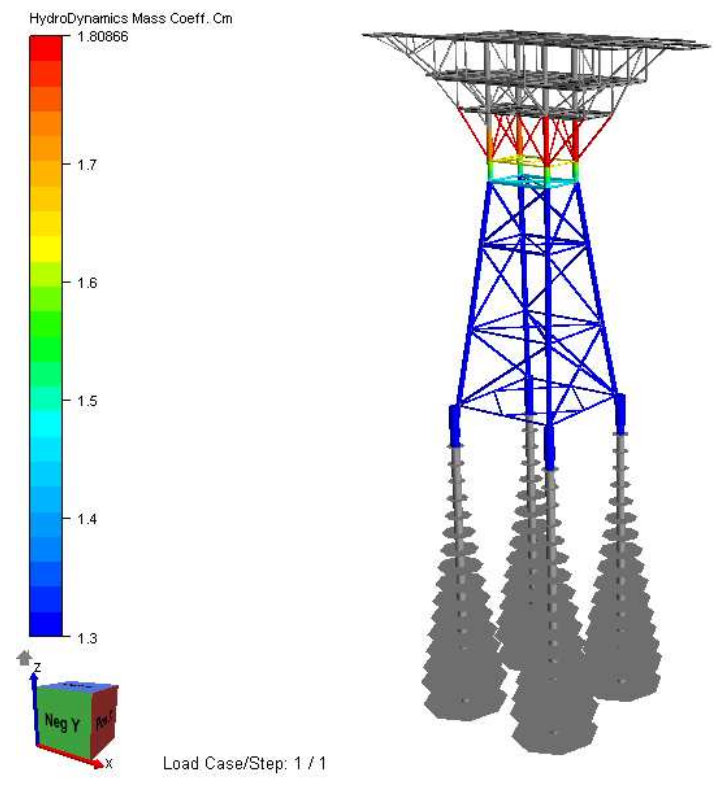
No cálculo das forças hidrodinâmicas, a determinação dos coeficientes de inércia e de arrasto definidos pelo usuário, bem como o aumento de espessura dos membros da jaqueta devido às incrustações marinhas, são levados em consideração pelo programa. As figuras 98 e 99 mostram a definição dos parâmetros  $C_m$ ,  $C_d$ , respectivamente, para a análise da onda incidindo a zero grau sobre a jaqueta (Direção X global).

As forças hidrodinâmicas atuantes em cada membro são, então, determinadas através da aplicação da equação de Morison. É importante observar que somente os membros posicionados na área de influência da onda em sua posição mais desfavorável (zona molhada) serão carregados pelo programa.

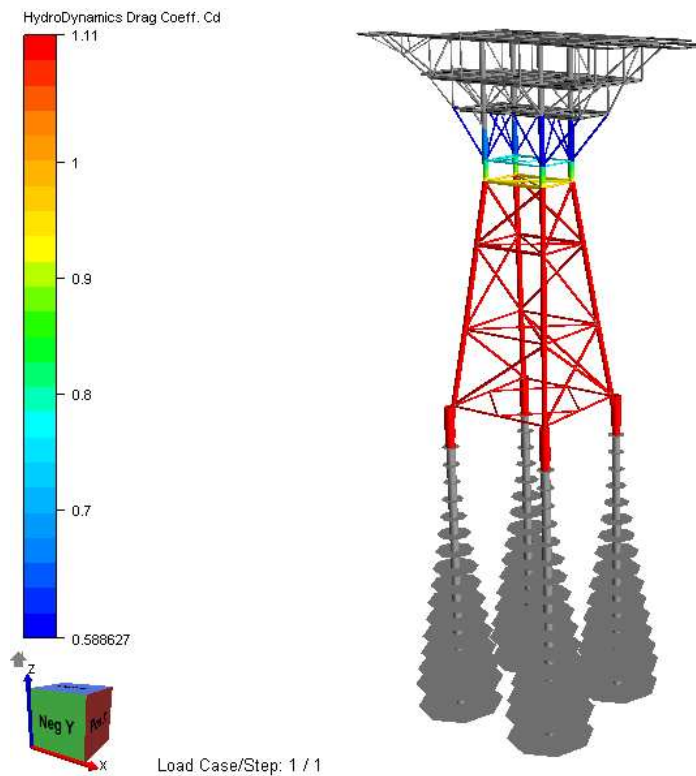




**Figura 97 .** Avaliação da posição de onda que gera a maior ação global sobre a jaqueta da plataforma Proteu com base no critério de maior reação na base (SINTEF, 2012).



**Figura 98 .** Perfil de coeficientes de inércia para cálculo das forças hidrodinâmicas - Onda incidindo a 0° (Direção X Global).



**Figura 99** . Perfil de coeficientes de arrasto para cálculo das forças hidrodinâmicas - Onda incidindo a  $0^\circ$  (Direção X Global).

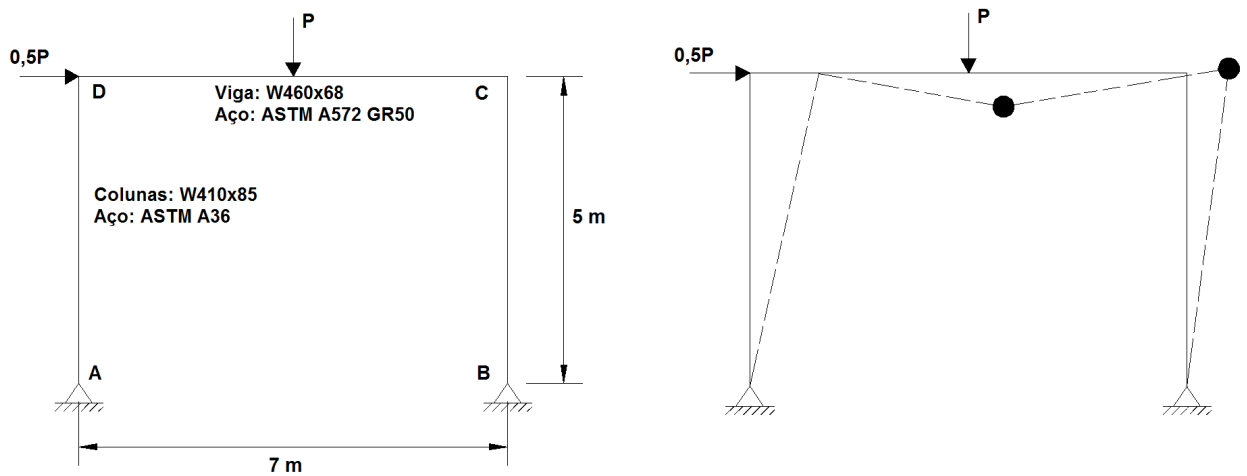
#### 4.2.4. ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA DE SISTEMAS APORTICADOS (SKALLERUD & AMDAHL, 2009)

Para fins de ilustração do comportamento não linear de estruturas aporticadas, seguindo os mesmos método e exemplo didático apresentados por Skallerud e Amdahl (2009), reproduz-se agora o estudo da força necessária para levar o pórtico plano da figura 100 ao colapso.

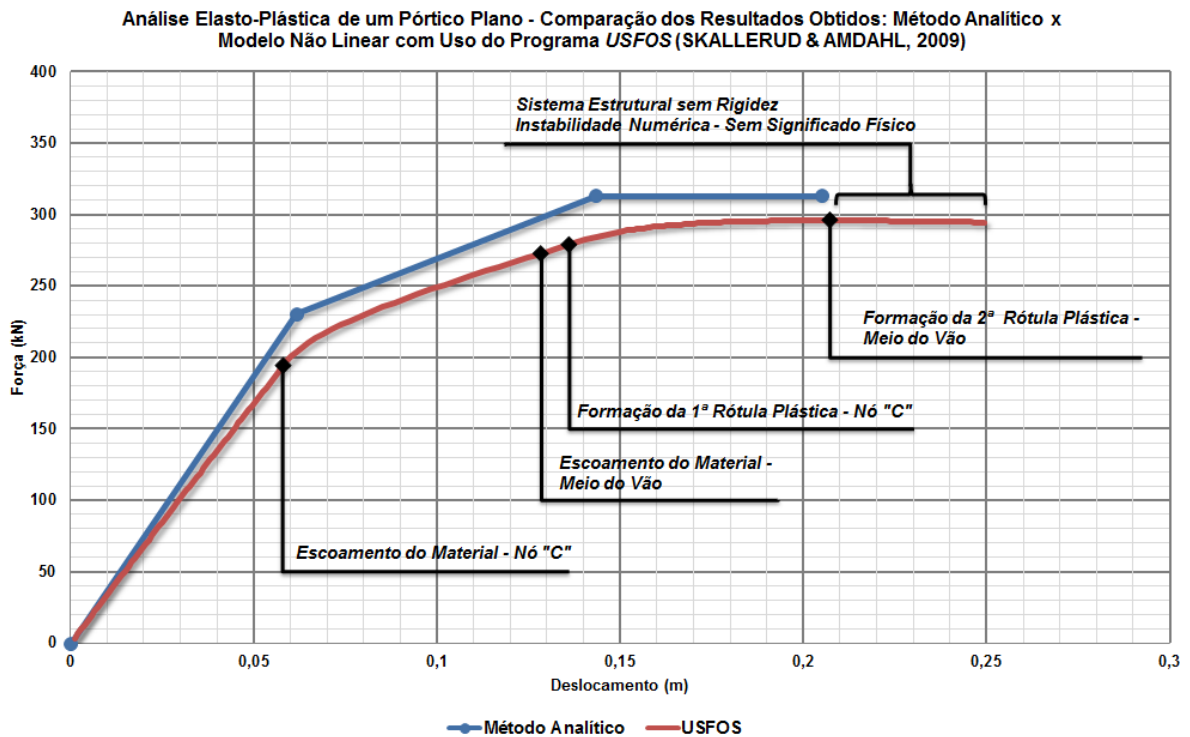
Neste sistema estrutural, existem três possibilidades para que um mecanismo de ruína seja formado. São elas: falha da viga representada pelo elemento DC, o mecanismo de deslocamento lateral (*sidesway*) dado pelo surgimento de uma rótula plástica em C, ou uma combinação destes. Para o caso estudado, o mecanismo combinado deverá ser crítico, com a formação de duas rótulas plásticas, uma no meio do vão e outra no nó C.

Através de cálculos manuais, avaliação cinemática do sistema ou através de uma análise incremental, é possível determinar a carga crítica P desta estrutura. Observa-se, no entanto, que a vantagem da segunda estratégia para abordar o problema está na inferência adicional das deformações e rotações sofridas pelos elementos. As figuras 101 e 102

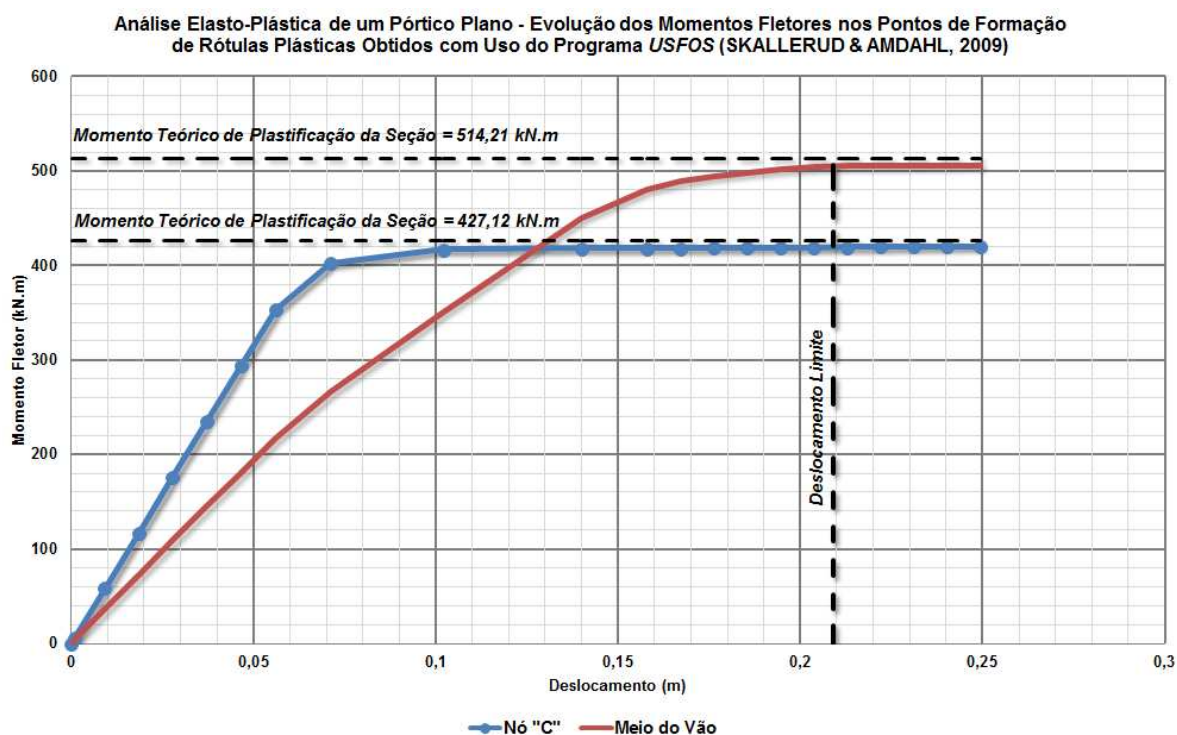
mostram a comparação dos resultados obtidos através de métodos analíticos de solução estrutural e dos resultados obtidos com o uso do programa *USFOS*:



**Figura 100** . Pórtico plano para análise elasto-plástica: **a)** Geometria e carregamentos ; **b)** Mecanismo de Colapso esperado (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).



**Figura 101** . Avaliação dos resultados obtidos através de métodos analíticos e utilizando o programa *USFOS*, através do emprego da técnica *Pushover* (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

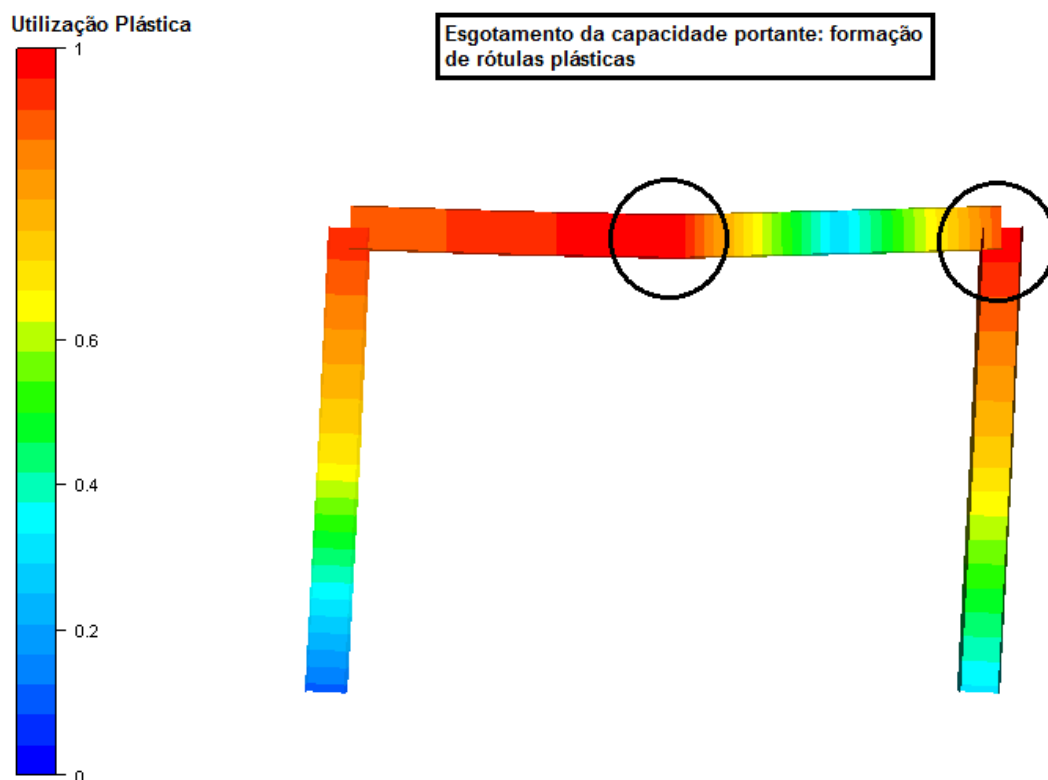


**Figura 102** . Avaliação da formação das rótulas plásticas no sistema estrutural ao longo da análise. Observa-se a evolução dos momentos fletores com a deformação do quadro (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Com o auxílio da figura 101, é possível analisar o comportamento do sistema ao passo em que as cargas aplicadas são incrementadas. Inicialmente, a estrutura se comporta de maneira completamente elástica, até o início da formação da primeira rótula plástica, introduzida no nó C.

A partir de então, o sistema estrutural passa a se comportar de maneira diferente, devido à consequente redistribuição dos esforços solicitantes internos. Seguindo com o incremento da magnitude das forças externas, observa-se a formação da segunda rótula plástica, agora no meio do vão da viga DC, o que se traduz em um mecanismo no pórtico. Finalmente, há o colapso (Figura 103).

Deve-se notar que a diferença entre os resultados analíticos e computacionais apresentados na figura 101, está no fato de o programa considerar a influência da não linearidade geométrica na análise. Desta forma, a resistência do sistema deverá ser menor, em função dos efeitos de segunda ordem impostos à estrutura (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).



**Figura 103** . Ilustração do esgotamento da capacidade plástica dos pontos no meio do vão e no nó C através de análise realizada com o programa *USFOS* (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

#### 4.2.5. ANÁLISE ELASTO-PLÁSTICA DE SISTEMAS TRELIÇADOS (SKALLERUD & AMDAHL, 2009)

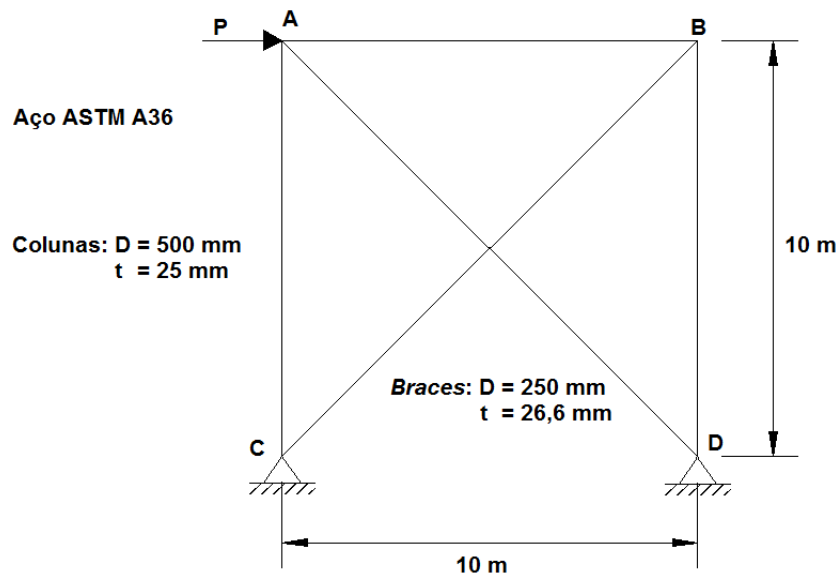
De maneira análoga ao estudo realizado com pórticos planos, é possível avaliar também o comportamento de sistemas em treliça e, através de uma análise numérica qualitativa, empregar conceitos de extrema relevância quando se trabalha com elementos axialmente solicitados.

Skallerud e Amdahl (2009) reforçam os conceitos teóricos apresentados na seção 2.5.3 da presente dissertação, afirmando que:

Se um membro escoar por tração, a força axial permanece constante e igual à  $N_p$ . Ao seguir com o carregamento, o membro pode, então, ser removido do modelo. Isso é completamente análogo a inserir uma rótula plástica em um sistema de vigas e membros em uma análise elasto-plástica. (p.122)

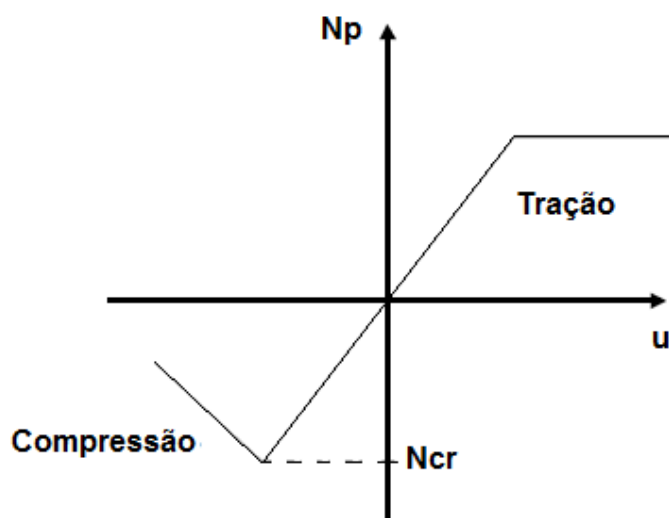
Para membros suscetíveis à flambagem, a força axial não permanece constante. Na prática, a força resistente deste membro decai em um regime pós-flambagem. (p. 123)

Com base no exposto, os pesquisadores propuseram o estudo elasto-plástico do sistema treliçado ilustrado na figura 104, abaixo:



**Figura 104** . Sistema treliçado para análise elasto-plástica (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Ao avaliar a estrutura através do emprego de métodos analíticos, para que se possa obter comportamento mais próximo à realidade, pode-se considerar, de maneira simplificada, o comportamento pós-flambagem do elemento comprimido AD como sendo linear. A figura 105 ilustra o exposto:

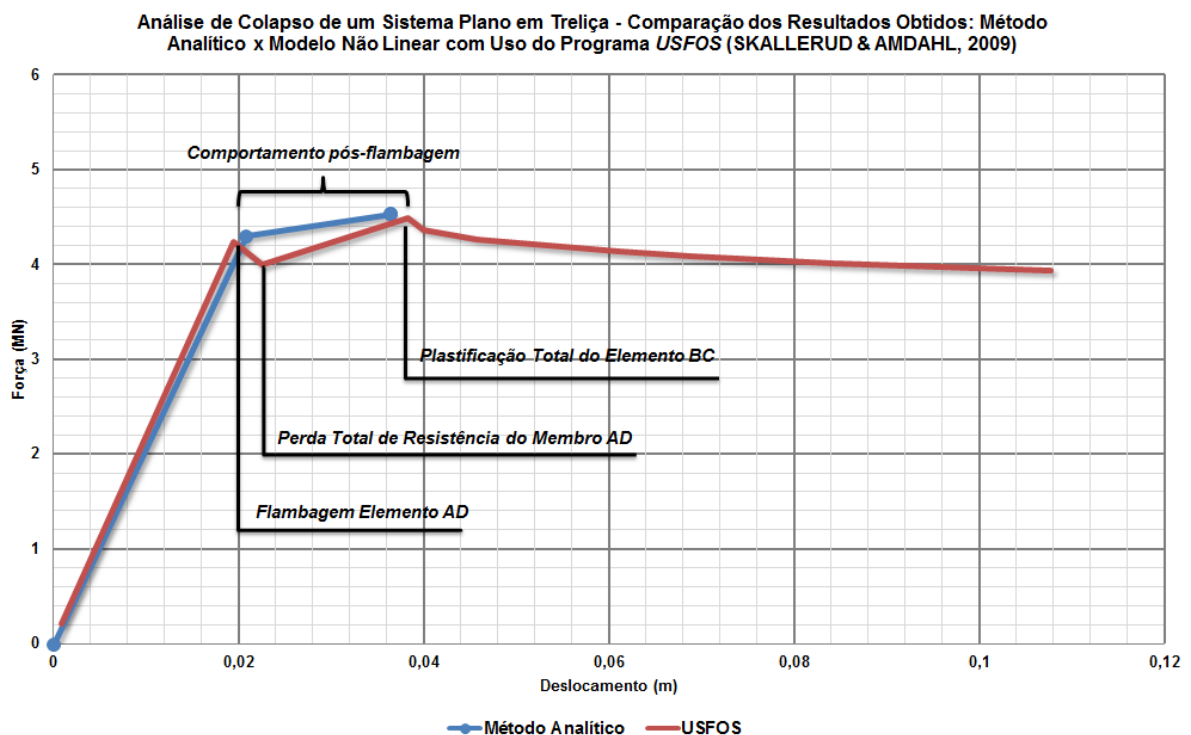


**Figura 105** . Relação força-encurtamento idealizada para bracos da estrutura (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

Ao iniciar a análise do sistema estrutural, é possível observar que o membro comprimido AD é o mais solicitado. Tendo em vista que a perda de estabilidade de um elemento ocorre para cargas menores do que a carga que inicia o escoamento do material, esse membro deverá ser o primeiro a falhar. Logo em seguida, o quadro dependerá, quase que exclusivamente, da capacidade portante do elemento BC.

A figura 106 mostra os resultados das análises feitas através de métodos analíticos, semelhantemente à abordagem adotada por Skallerud & Amdahl (2009), e os resultados obtidos com a utilização do programa USFOS. Reforçando o anteriormente exposto, nota-se que, ao esgotar a resistência do membro comprimido AD, há a formação de um patamar de escoamento, dependente, somente, da resistência do *brace* BC.

Ainda, é possível avaliar o comportamento do membro estrutural AD frente ao aumento das forças externas aplicadas, considerando, inclusive, sua perda de capacidade portante no regime pós-flambagem (Figura 107).



**Figura 106** . Comparação entre os resultados obtidos através de métodos analíticos e com o uso do programa USFOS, empregando o método *Pushover* no sistema treliçado da figura 82 (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

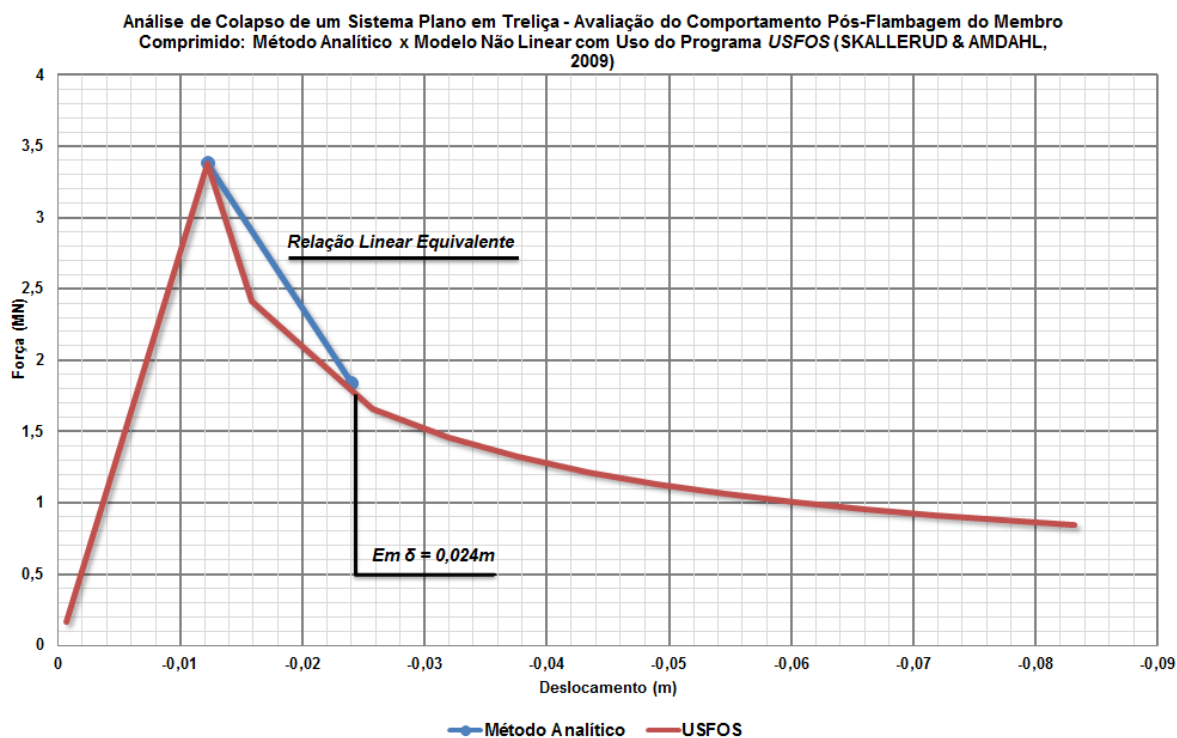


Figura 107 . Análise da capacidade resistente do elemento comprimido, considerando a perda da capacidade portante no regime pós-flambagem (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).

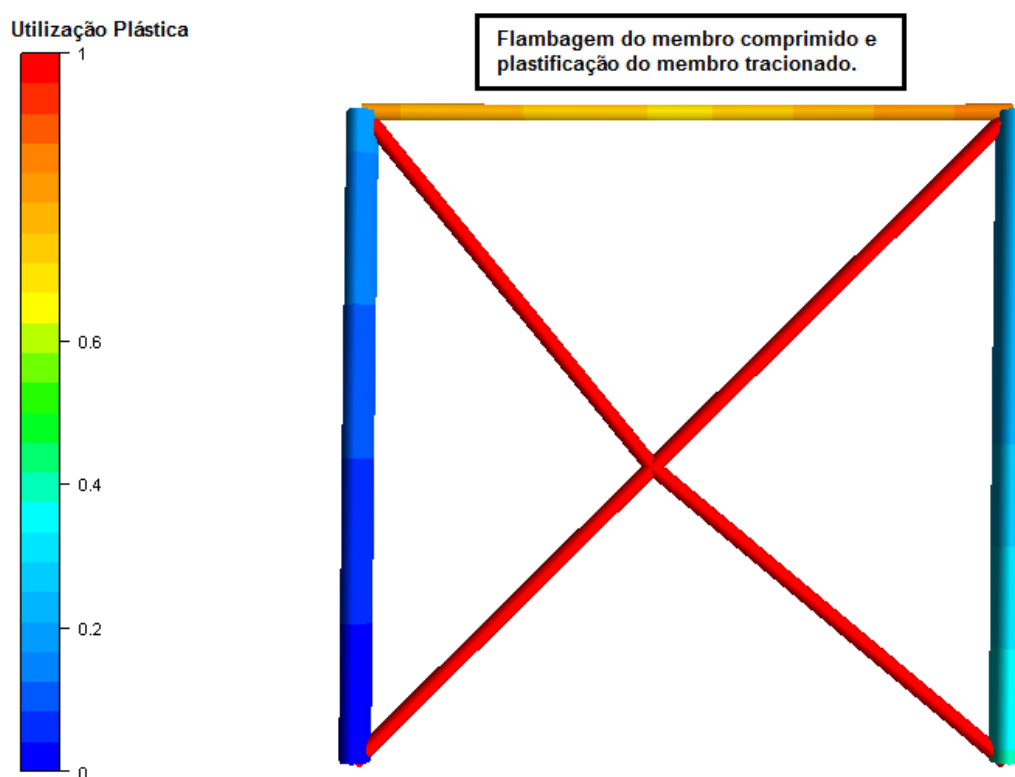


Figura 108 . Ilustração do esgotamento da capacidade plástica dos *braces* através de análise realizada com o programa USFOS (SKALLERUD & AMDAHL, 2009).



Os resultados encontrados através dos exemplos realizados nessa seção, mostram a boa convergência entre o algoritmo numérico implantado no programa *USFOS* e os métodos analíticos de cálculo advindos da mecânica das estruturas. Ainda, com base na bibliografia disponível sobre as formulações presentes nessa ferramenta numérica (*vide SØREIDE et al., 2012, SINTEF, 2012, e SKALLERUD & AMDAHL, 2009*), é possível concluir que se trata de uma sistema adequado para análises não lineares, em acordo com o que recomenda o Ultimeguide da *DNV* (*DNV et al., 1999*) e as normas técnicas internacionais vigentes.

A partir de então, pode-se realizar as análises propostas para a plataforma Proteu, visando determinar suas reservas de resistência estrutural e avaliar seus principais mecanismos de colapso.

### 4.3. PLATAFORMA PROTEU: RESULTADOS OBTIDOS

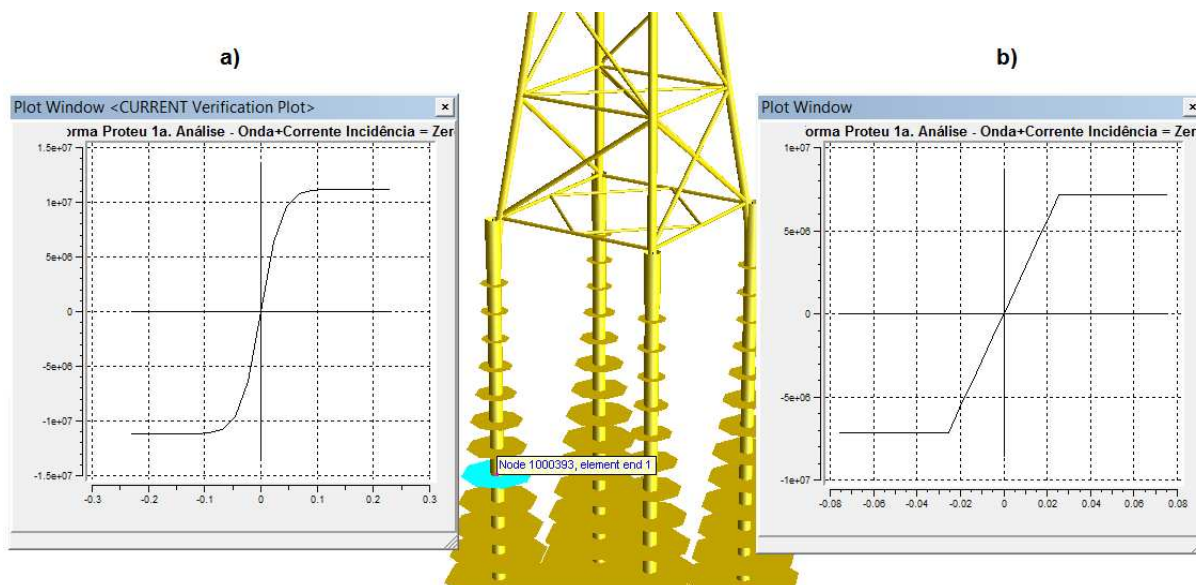
A presente seção tem por objetivo expor os resultados detalhados para as direções incidentes em 0°, 45° e 90°, enquanto que as análises realizadas para as demais direções serão apresentadas em conjunto. Inicialmente, porém, faz-se uma breve análise de consistência do modelo, para verificar se os dados de entrada foram corretamente manipulados pelo processador numérico.

O primeiro ponto verificado é a diferença entre os carregamentos funcionais aplicados e as reações de apoio calculadas. Os dados de saída do *USFOS* para a primeira análise (incidência em 0°) mostram que a soma das reações provenientes das quatro estacas da plataforma é igual ao peso total definido na tabela 27 (Figura 109):

-----	P I L E	R E A C T I O N			F O R C E S	-----
Pile	X-for	Y-for	Z-for	Utiliz (Soil Axial)		
9100	1.615E+05	2.002E+05	3.193E+06	1 %		
9200	-1.537E+05	2.554E+05	3.961E+06	1 %		
9300	-1.528E+05	-2.639E+05	3.942E+06	1 %		
9400	1.451E+05	-1.920E+05	2.981E+06	1 %		
TOTAL:	1.161E+02	-2.258E+02	1.408E+07	, Vector_Sum XY : 2.539E+02		

**Figura 109** . Listagem com as reações de apoio do modelo para verificação da correta aplicação dos carregamentos funcionais (Unidade: Newton).

Outra verificação a ser feita diz respeito às curvas utilizadas na representação do solo. Utilizando a interface gráfica do sistema, é possível visualizar as funções de reação de cada uma das camadas consideradas no modelo. A figura 110, a seguir, ilustra as curvas p-y e t-z, respectivamente, corretamente aplicadas ao elemento de solo 1000393, criado pelo programa, referente à profundidade 18,75m:

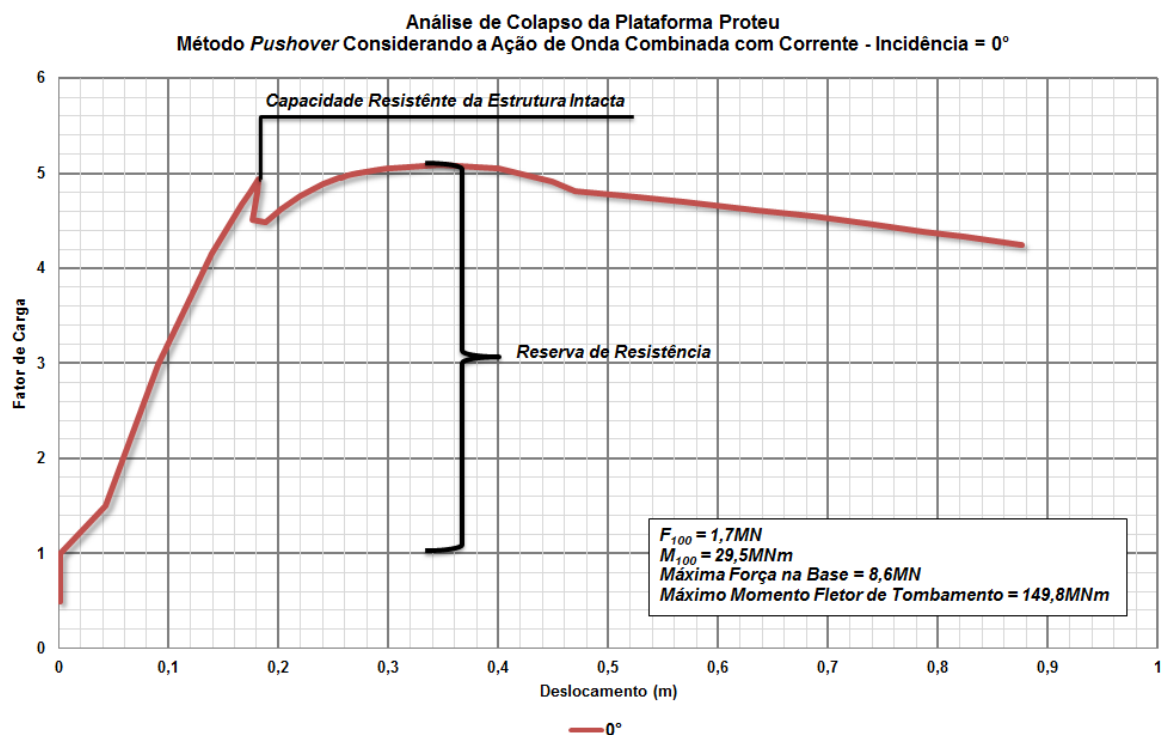


**Figura 110 .** Verificação das curvas de representação do solo para o nó 1000393, referente à camada de profundidade 18,75m: **a)** p-y ; **b)** t-z.

Por fim, parâmetros referentes aos materiais aplicados, definição de juntas tubulares, bem como os carregamentos ambientais, podem ser verificados ao término de cada análise realizada, através do arquivo de saída emitido pelo sistema e da documentação disponível (*vide* SINTEF, 2012).

#### 4.3.1. AÇÃO AMBIENTAL INCIDINDO A 0°

O primeiro caso estudado corresponde à ação ambiental incidindo na direção global X da plataforma (ângulo de ataque igual a 0°, conforme indicado na figura 88). Com base na simulação calibrada para esse caso, foi obtida a seguinte curva de resistência (Figura 111):



**Figura 111** . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 0°.

Da figura 111, e com base no relatório contendo os resultados obtidos através da análise conduzida, é possível observar que a perda inicial de resistência do sistema, neste caso, está associada à flambagem do elemento 595 (*brace* pertencente à face 2, disposto entre as elevações -13.300mm e -24.400mm). As figuras 112 e 113 ilustram o exposto.

Nesse momento, é possível avaliar a ordem de grandeza da força axial de compressão necessária para que o membro 595 perca estabilidade, comparando o resultado obtido através de cálculos manuais com o que está apresentado na figura 113. Segundo o código de projeto da AISC (2011), a seguinte marcha de cálculo pode ser utilizada para determinar a força máxima ante a flambagem do elemento:

- Dados de entrada (Propriedades mecânicas do elemento estrutural):

**D = 406mm** ∴ Diâmetro externo do elemento.

**t = 16mm** ∴ Espessura de parede do elemento.

**L = 17m** ∴ Comprimento destravado do elemento.

$A = 196\text{cm}^2$  ∴ Área da seção transversal do elemento.

$E = 205\text{GPa}$  ∴ Módulo de elasticidade do material constituinte.

$\sigma_y = 345\text{MPa}$  ∴ Tensão de escoamento do material constituinte.

$K = 0,65$  ∴ Fator de flambagem (Considerando o membro engastado em ambas as suas extremidades).

- Dados de saída (Análise da força máxima de compressão resistente):

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 317\text{MPa} \quad \text{∴ Tensão de flambagem elástica.}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{\sigma_y}{F_e}}\right) \sigma_y = 219\text{MPa} \quad \text{∴ Tensão crítica de flambagem.}$$

$$P_c = A \cdot F_{cr} = 4.290\text{kN} \quad \text{∴ Força de flambagem do elemento.}$$

Com base no exposto, verifica-se rapidamente a coerência dos resultados obtidos na análise realizada. Ainda, é importante notar que a flambagem do elemento 595 marca a saída do regime elástico de todo o sistema, e por isso os valores determinados manualmente devem se aproximar dos resultados numéricos.

A partir deste ponto, o sistema encontra uma nova configuração para redistribuir os esforços internos, e consegue readquirir rigidez até atingir sua máxima capacidade portante. Nesse momento, a reação na base da plataforma também atinge seu valor máximo, chegando a 8,6MN. O fator de carga correspondente a essa magnitude equivale à 5,1 vezes a máxima força ambiental prevista em projeto.

Deste momento em diante, diversos elementos estruturais passarão a apresentar grandes deformações. O mesmo ocorre com as juntas tubulares localizadas na mesa da elevação -24.400mm (Figura 114). É possível observar, inclusive, um movimento torsional da jaqueta, que pode ser atribuído, tanto à assimetria geométrica de sua estrutura, quanto à excentricidade da resultante das forças ambientais aplicadas (Figura 115).

É importante perceber que, logo após a flambagem do membro 595, o sistema chega a apresentar uma capacidade resistente maior do que aquela observada para a estrutura intacta. Trata-se, portanto, de uma valiosa informação que não pode ser obtida através de métodos de cálculo conduzidos no regime linear elástico.

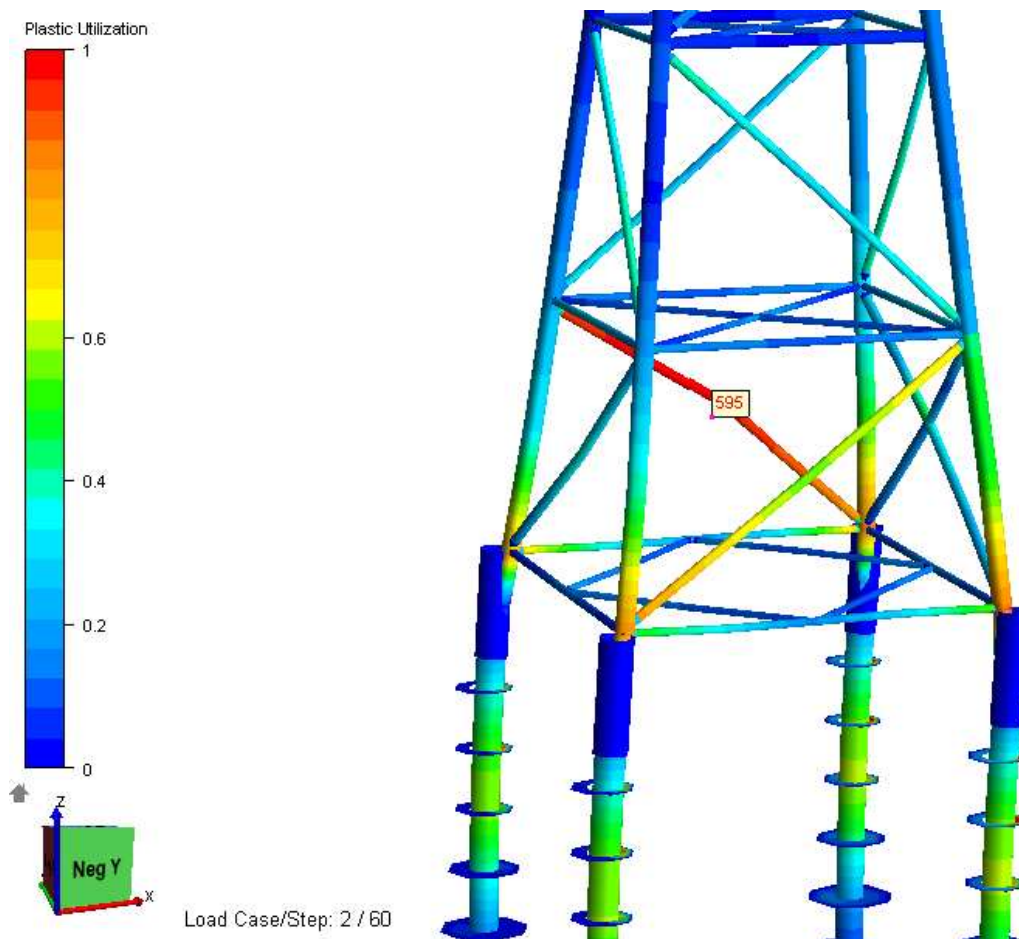


Figura 112 . Flambagem do membro 595 - Incidência da ação ambiental em 0°.

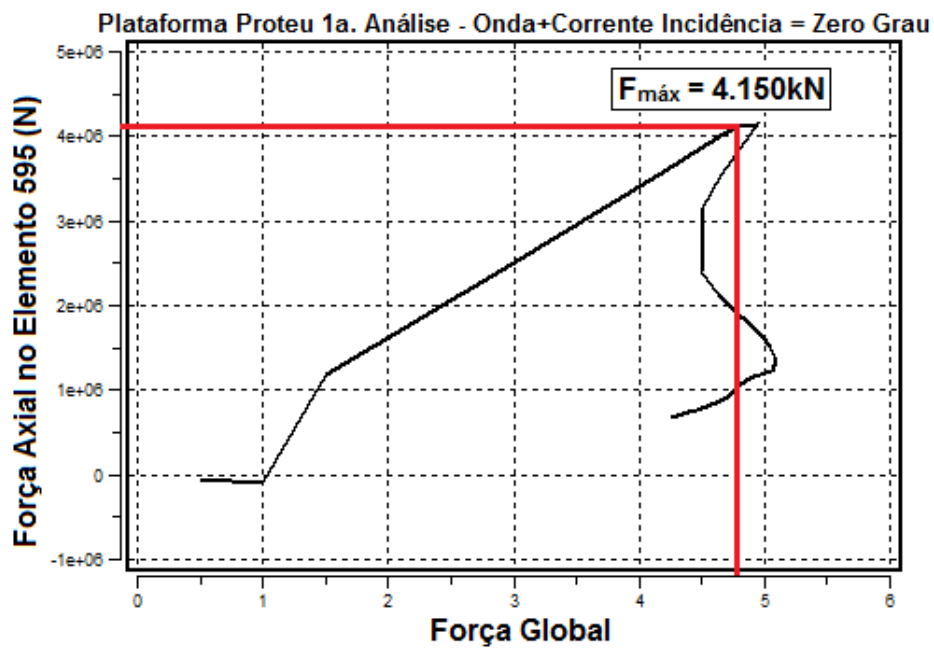
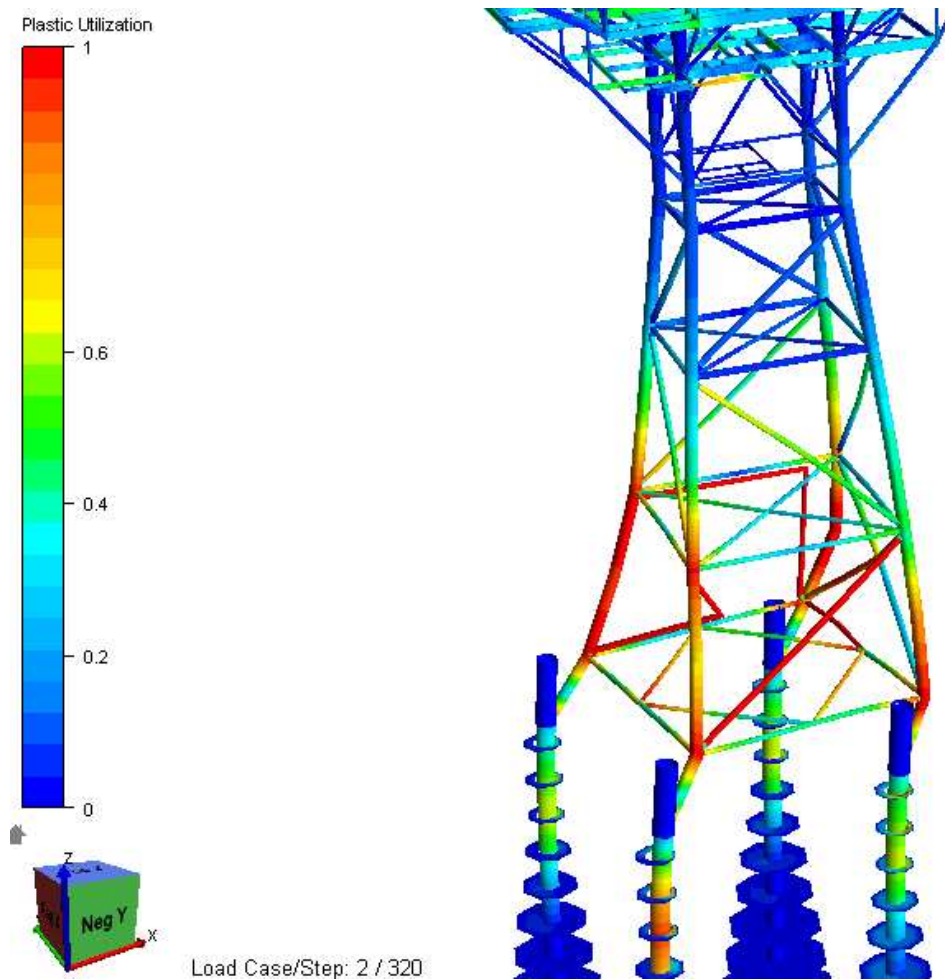
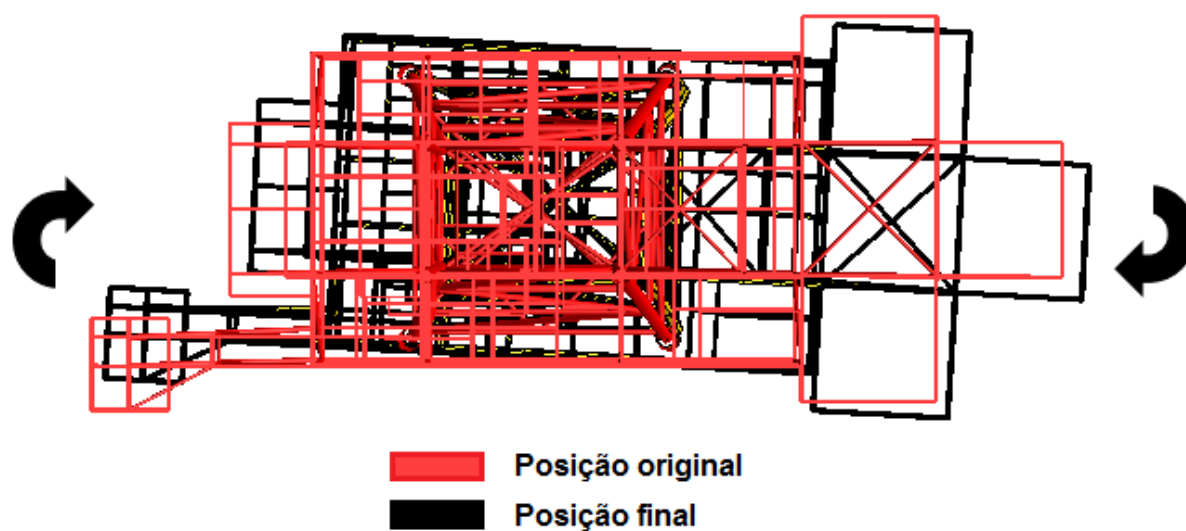


Figura 113 . Evolução da força axial resistida pelo membro 595 até sua perda de resistência e entrada no regime pós-flambagem - Incidência da ação ambiental em 0° (Unidade: Newton).



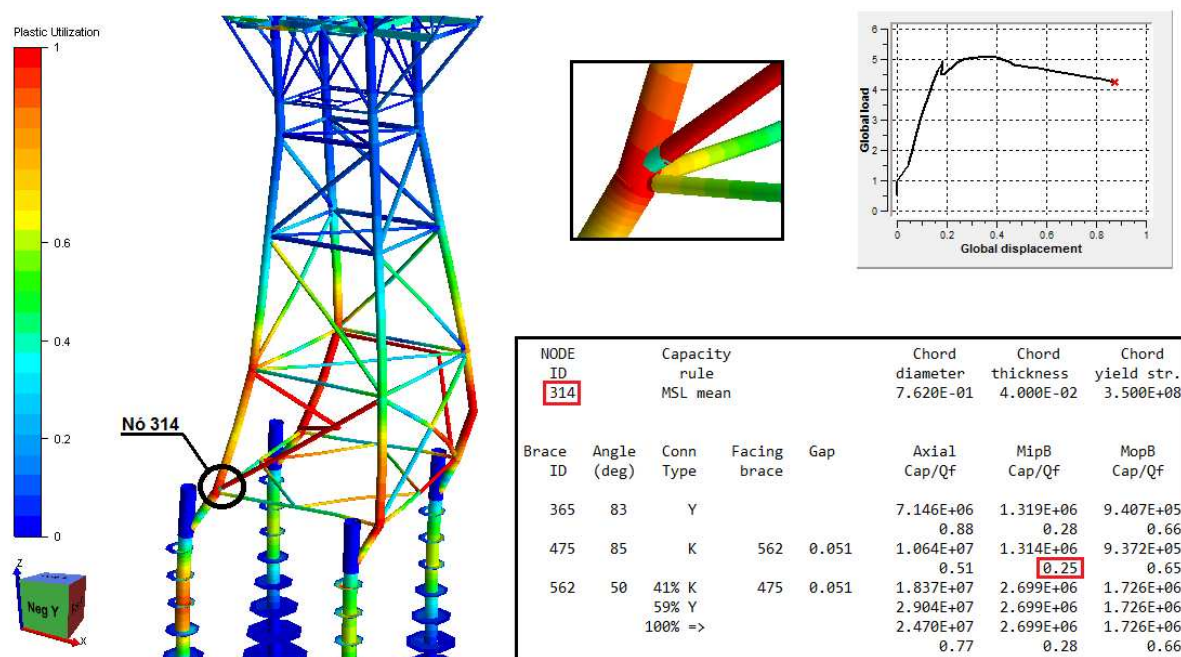
**Figura 114 .** Configuração deformada em colapso da plataforma Proteu - Incidência da ação ambiental em 0°.



**Figura 115 .** Configuração deformada final mostrando o movimento torsional da jaqueta – Incidência da ação ambiental em 0°.



Em relação às juntas tubulares, não há registros da ocorrência de falha de qualquer um dos nós, o que representa um comportamento adequado do ponto de vista de projeto. Para que se tenha uma estrutura que apresente ductilidade, é desejado que os *braces* entrem em colapso antes das juntas. Algumas chegam a atingir até 75% de suas capacidades resistentes, porém não rompem (Figura 116).



**Figura 116** . Ilustração da verificação do uso da capacidade resistente das juntas tubulares - Incidência da ação ambiental em 0°(Unidades: metro, Newton).

Observa-se também um bom comportamento das fundações. Apenas algumas seções dos membros estruturais representando as estacas entram em escoamento. Há, sim, pontos de plastificação do solo, especialmente nas camadas mais superficiais, porém sem grandes impactos para a estabilidade global do sistema.

#### 4.3.2. AÇÃO AMBIENTAL INCIDINDO A 45°

A resistência do sistema nesta direção é razoavelmente maior do que a anterior (Figura 117). Neste caso, contudo, a flambagem do elemento 595 é acompanhada de perto pela flambagem fora do plano do elemento 386, posicionado na face A da jaqueta, entre as elevações -13.300mm e -24.400mm (Figura 118). Em seguida à perda de estabilidade de ambos os referidos membros, a plataforma perde rapidamente sua capacidade portante.

Análise de Colapso da Plataforma Proteu  
 Método *Pushover* Considerando a Ação de Onda Combinada com Corrente - Incidência = 45°

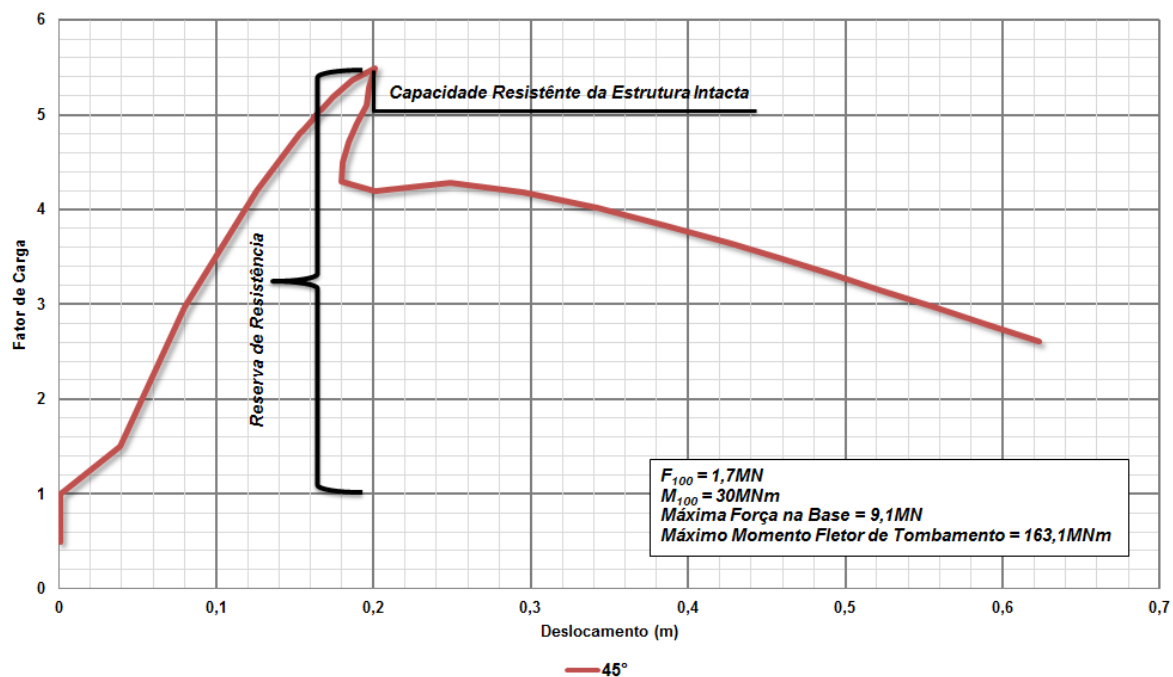


Figura 117 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 45°.

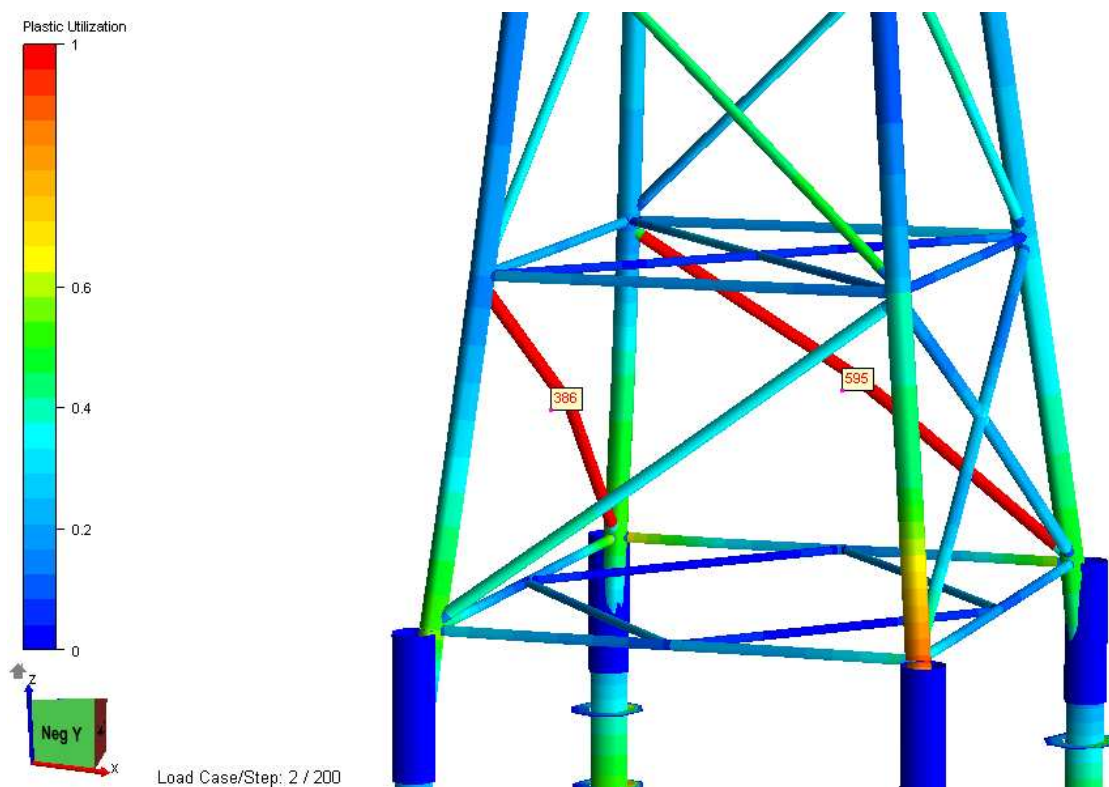


Figura 118 . Flambagem dos membros 595 e 386 - Incidência da ação ambiental em 45°.



A figura 119, a seguir, ilustra a configuração deformada final da plataforma em colapso. Assim como na análise anterior, os *braces* entre as elevações mais inferiores ditam o comportamento resistente do sistema. Assim que os dois membros 595 e 386 falham, a capacidade portante da jaqueta passa a depender das pernas, quase que exclusivamente.

A afirmação acima pode ser comprovada através do relatório de saída do programa, que mostra a ordem dos membros que atingem o estado limite de flambagem global. O último da lista, nesse caso, é exatamente o membro 770, referente ao trecho da perna 1B situado entre as elevações mais inferiores. Percebe-se, dessa forma, que a configuração treliçada dá lugar ao sistema aporticado destacado na própria figura 119. Isso explica também o ramo descendente da curva de resistência global da unidade.

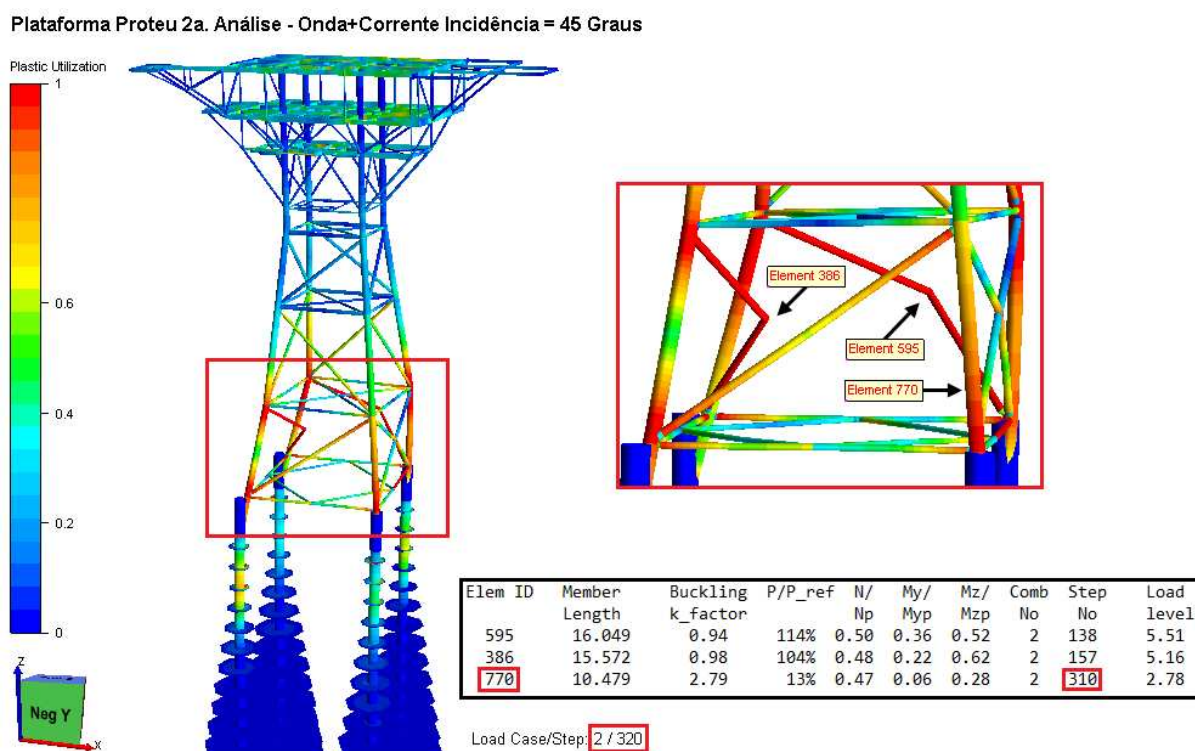
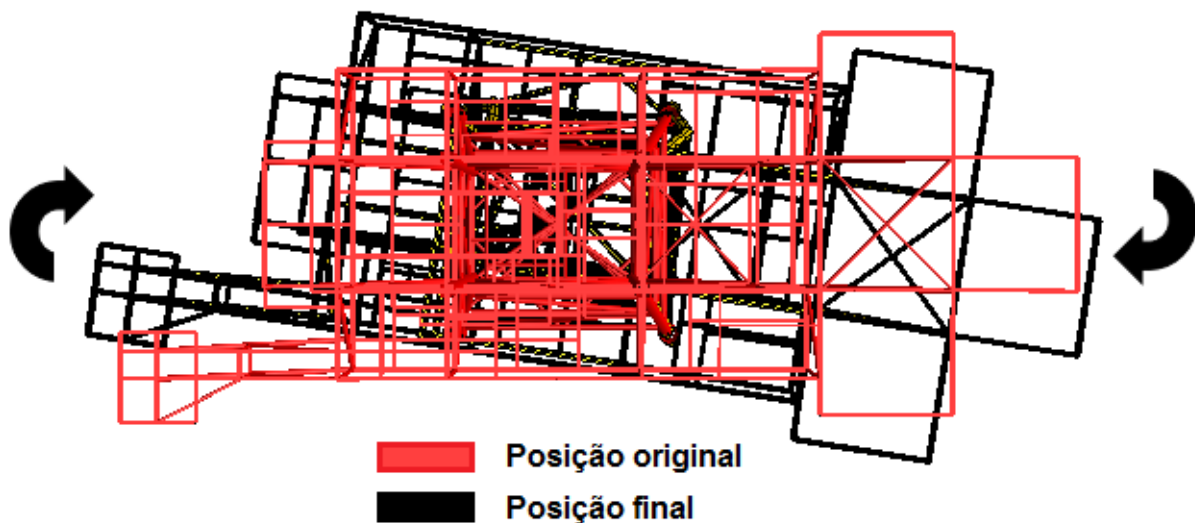


Figura 119 . Configuração em colapso da plataforma - Incidência da ação ambiental em 45°.

Ainda avaliando os resultados da análise conduzida, percebe-se que a jaqueta tende a apresentar uma acentuada deformação por torção, maior do que aquela verificada para o ângulo de ataque da ação ambiental em 0° (Figura 120). Mais além, o comportamento de todo o sistema é marcado por grandes deformações nas juntas, especialmente nas duas elevações mais inferiores. Todavia, até esse momento nenhuma junta tubular apresentou falhas localizadas, o que indica que não representam os pontos fracos desta plataforma.



**Figura 120 .** Configuração deformada final mostrando o movimento torsional da jaqueta – Incidência da ação ambiental em 45°.

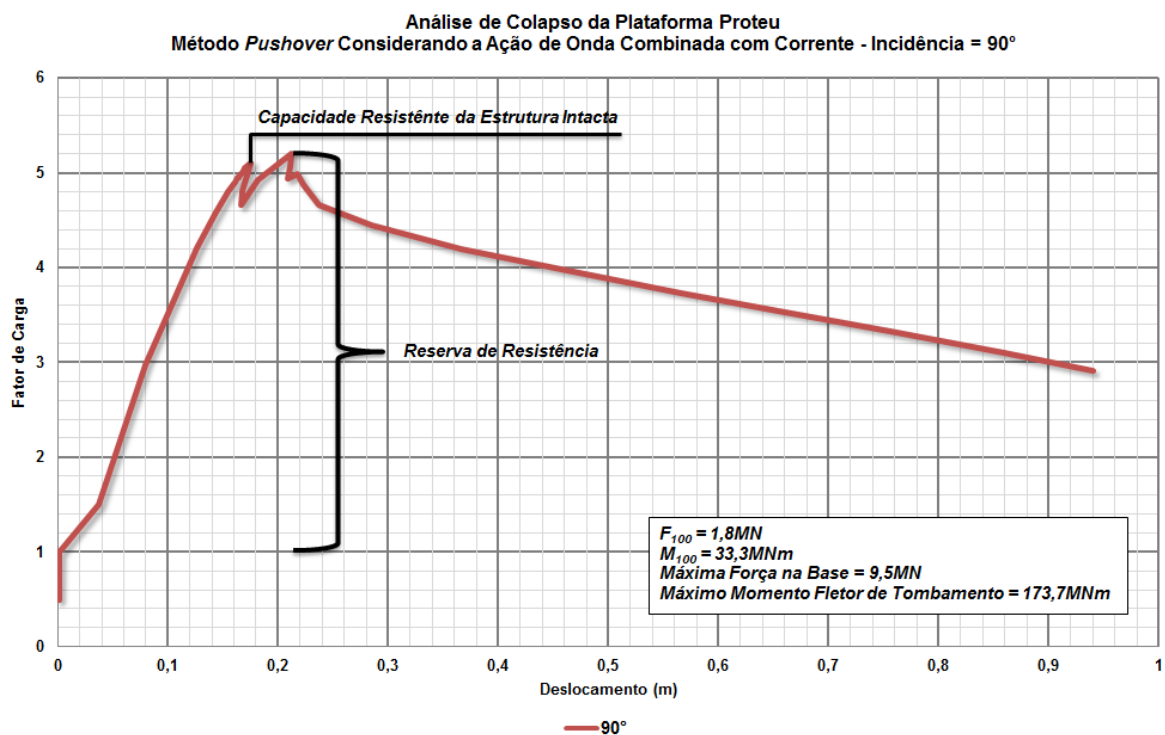
#### 4.3.3. AÇÃO AMBIENTAL INCIDINDO A 90°

Nota-se a formação de dois picos de resistência bastante próximos na figura 121. Eles representam as flambagens sucessivas dos membros 386 (Face A) e 562 (Face 1), respectivamente, como ilustra a figura 122.

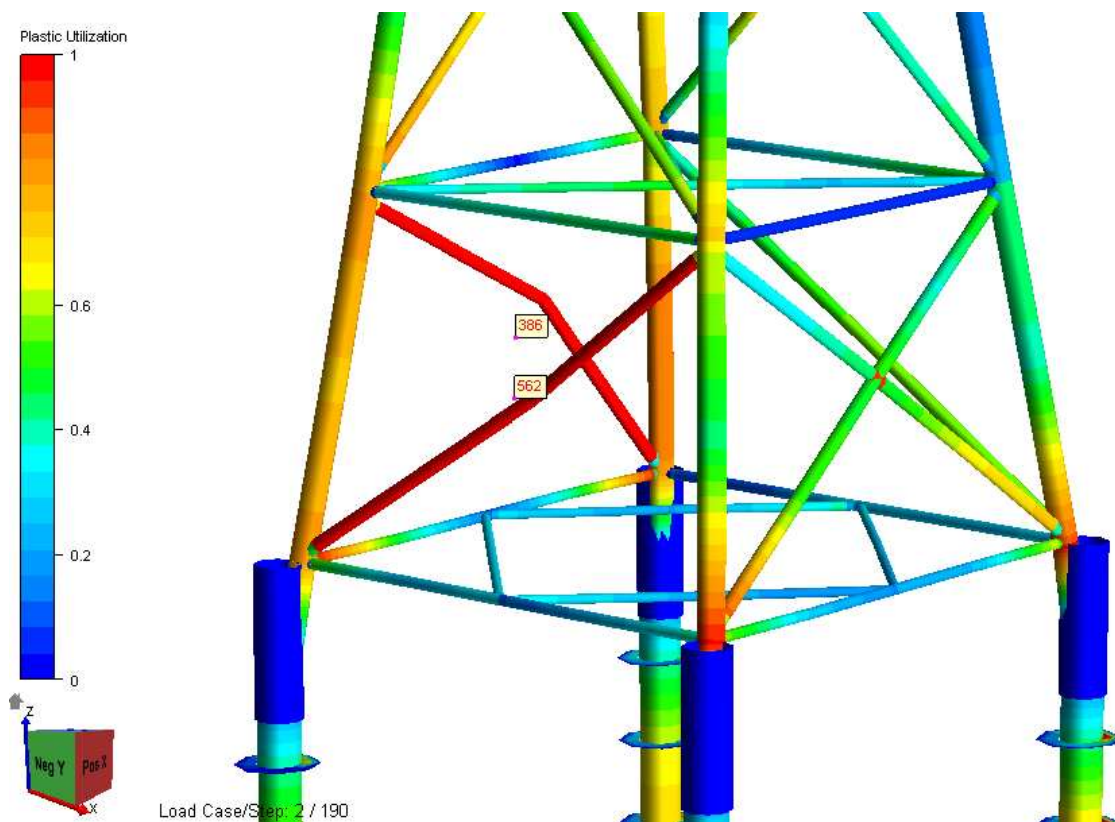
Para esta situação, observa-se a influência da geometria não simétrica do sistema de contraventamento da jaqueta, especialmente aquele disposto entre as duas elevações mais inferiores, sobre o comportamento da unidade. Enquanto que a estrutura apresenta um sistema de *braces* do tipo X na face B, a face A, onde está o elemento 386, apresenta um sistema do tipo K, sendo o primeiro notadamente mais robusto do que o segundo (*vide* BARLTROP *et al.*, 1984).

Desta forma, como consequência desse desequilíbrio na rigidez do conjunto, ao passo em que se faz o incremento das forças ambientais, a plataforma tende a torcer na direção do lado mais fraco e, conseqüentemente, sobrecarregar as pernas 1A e 2A. Mais além, verifica-se que a junta do tipo X, na ligação entre seus dois *braces*, está sob a influência de elevadas tensões, mas a presença de um *can* naquela ligação não permite sua falha.

Nota-se que, para esta direção de incidência da força ambiental, a plataforma apresenta um deslocamento final mais acentuado após a perda do seu principal mecanismo resistente. Deste modo, a unidade é mais complacente ou dúctil neste sentido. Isso se deve, principalmente, à presença do sistema de contraventamento em X da face B.



**Figura 121 .** Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 90°.



**Figura 122.** Flambagem dos membros 386 e 562 - Incidência da ação ambiental em 90°.

#### 4.3.4. RESULTADOS PARA AS DEMAIS DIREÇÕES DE INCIDÊNCIA

As curvas de resistência obtidas através das análises realizadas para os demais ângulos de ataque da ação ambiental, são mostradas nas figuras 123 a 127. Pode-se observar que o comportamento da plataforma em todas as análises *Pushover* realizadas é, de certo modo, consistente. Isso se reflete na obtenção de uma reserva de resistência estrutural parecida para cada direção.

Ao final, com todos os resultados coletados, pode-se definir um índice de RRE total para o sistema da plataforma Proteu, a partir do menor parâmetro encontrado dentre as diversas direções avaliadas. A figura 128 ilustra, finalmente, os resultados compilados para o presente estudo de caso.

É importante notar que em nenhuma das situações avaliadas registrou-se qualquer falha nas juntas tubulares e, com isso, pode-se concluir que estes não se apresentam como pontos fracos do sistema desta jaqueta. Os membros mais suscetíveis a falhas, em todas as situações, foram as diagonais dipostas entre as duas elevações mais inferiores (-13.300mm e -24.400mm). Esses são sempre os primeiros componentes a entrar em flambagem, o que é razoável, visto que sofrem a ação de grandes forças de compressão, principalmente nas direções de incidência 0°, 45°, 90° e 135°.

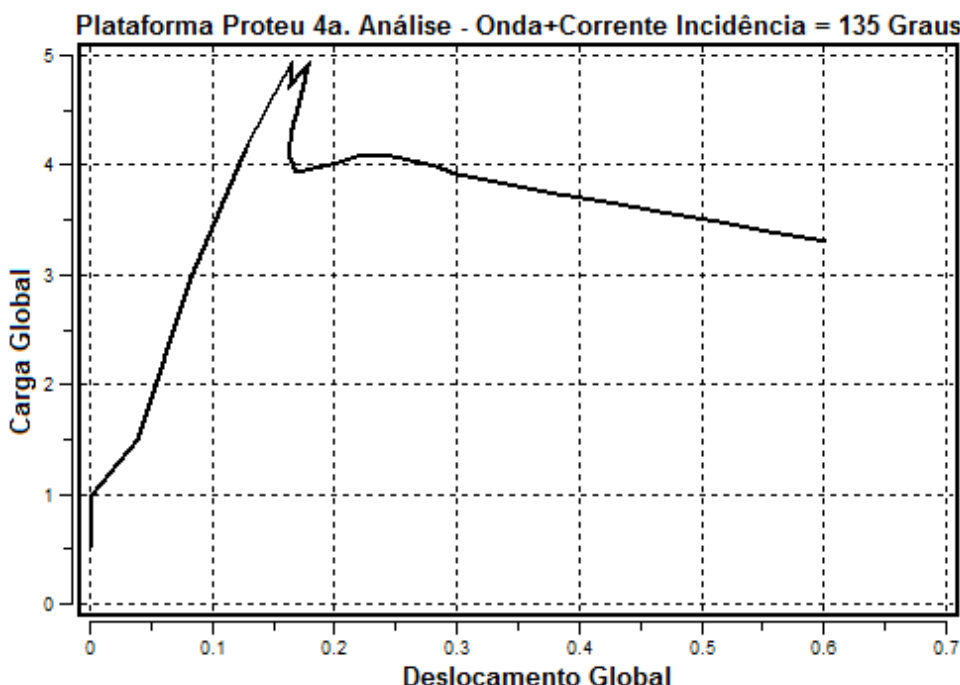


Figura 123 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 135°.

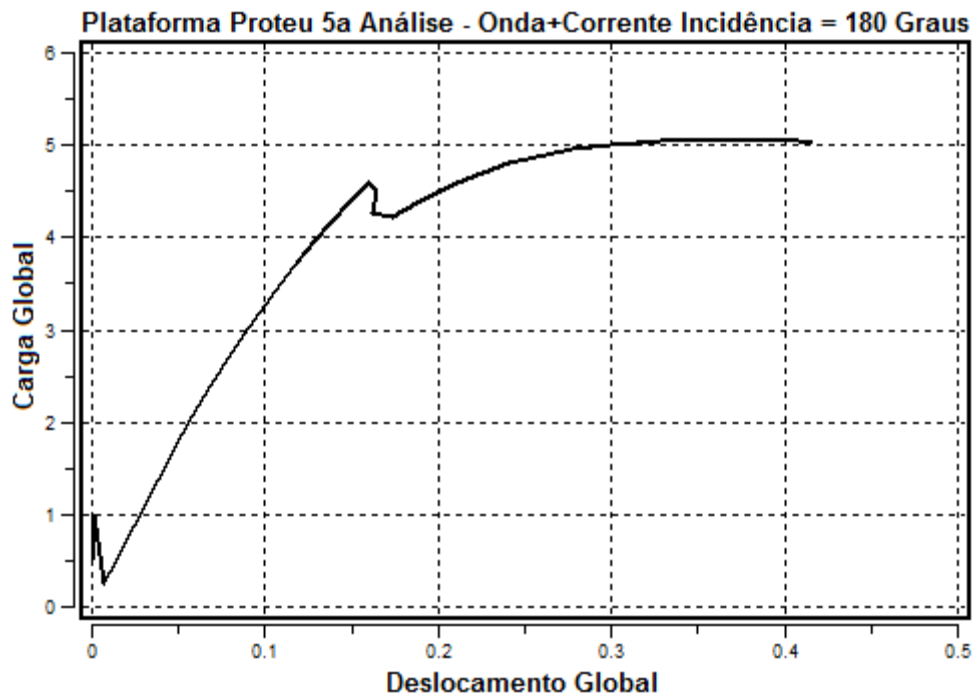


Figura 124 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 180°.

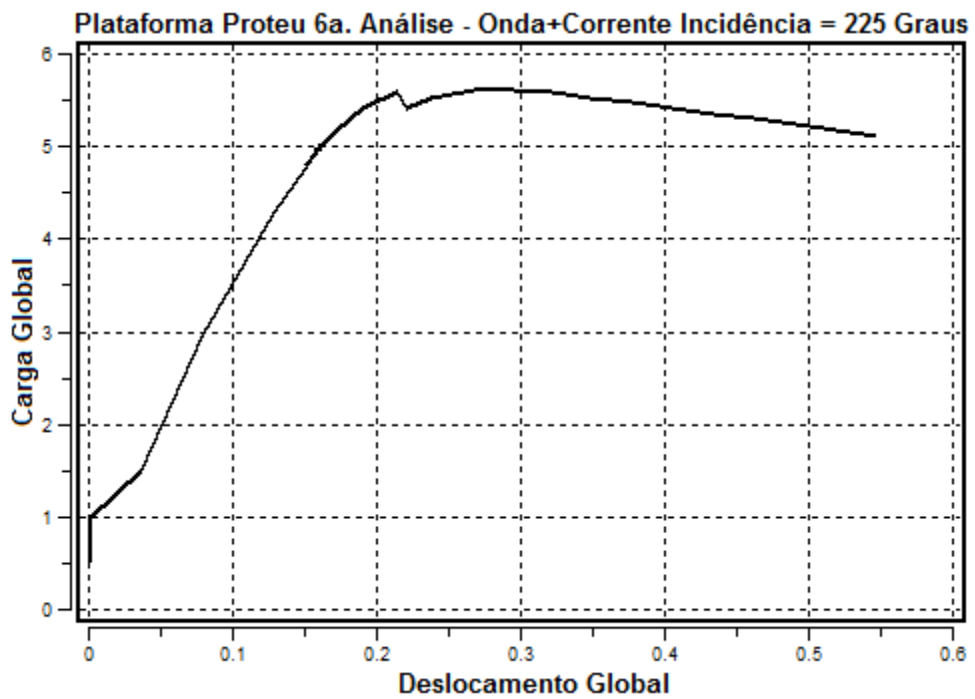


Figura 125 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 225°.

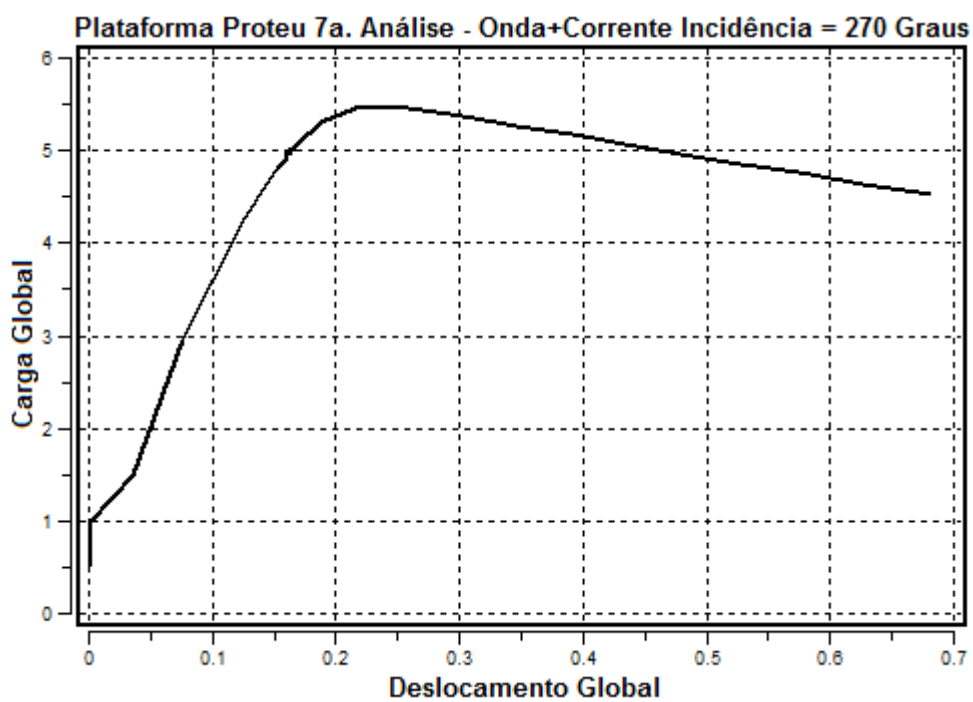


Figura 126 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 270°.

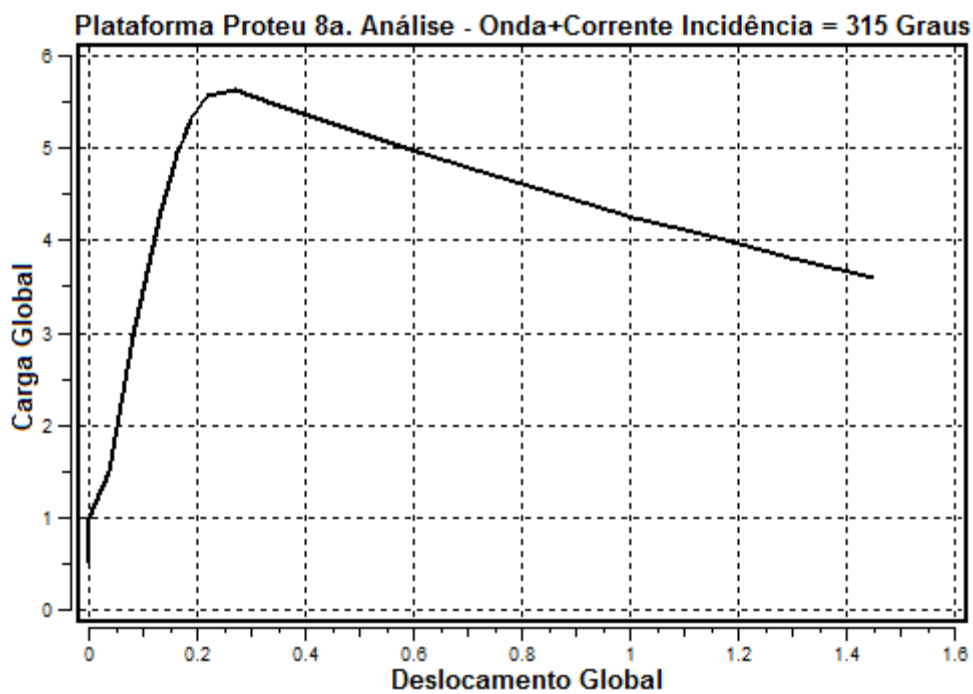


Figura 127 . Curva de resistência para incidência da ação ambiental em 315°.



Análise de Colapso da Plataforma Proteu  
Método *Pushover* Considerando a Ação de Onda Combinada com Corrente

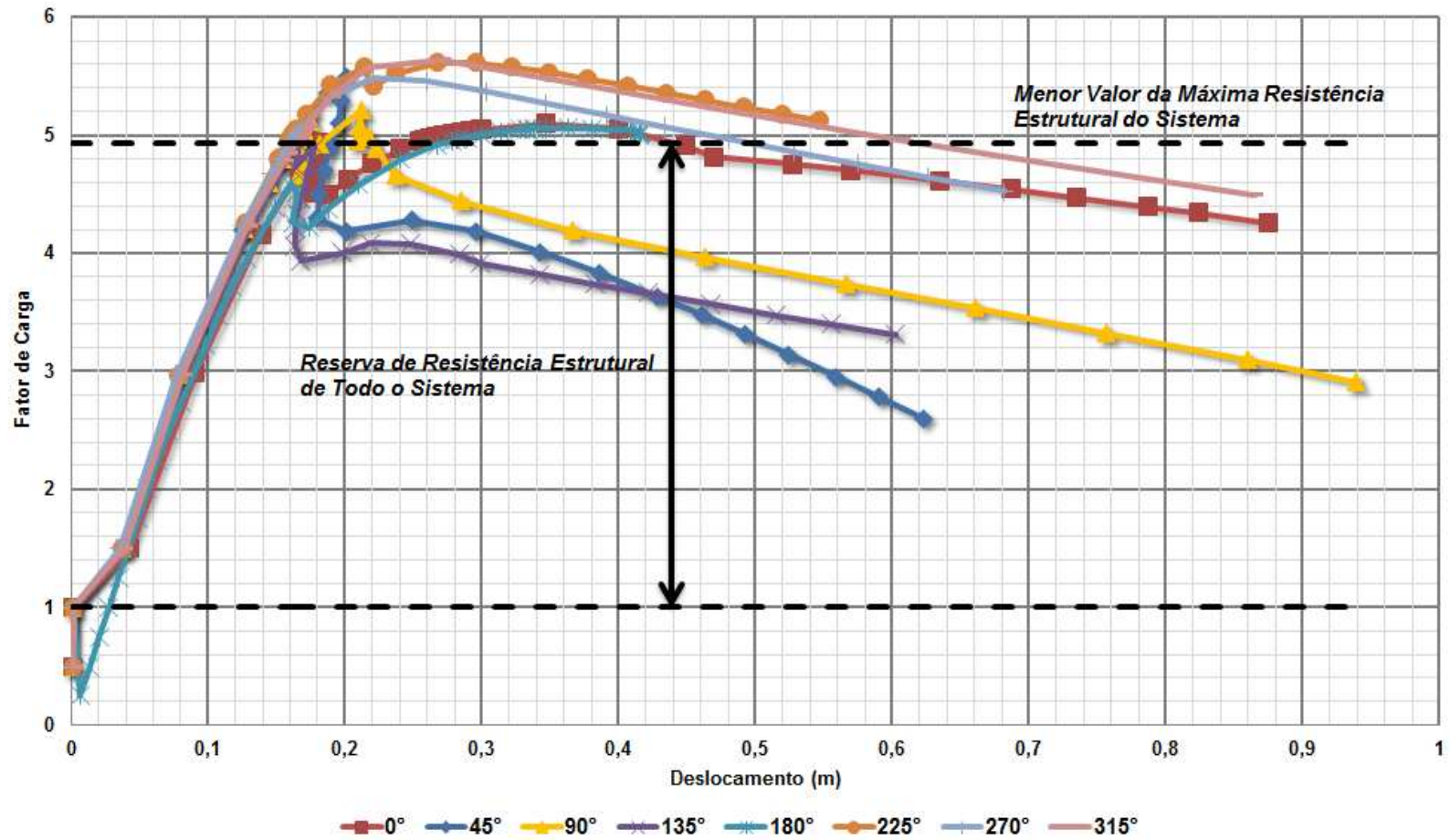


Figura 128 . Avaliação da reserva de resistência estrutural do sistema.

## CAPÍTULO 5 . FECHAMENTO

### 5.1. CONCLUSÕES

Fundamentalmente, o método *Pushover* é consideravelmente simples. Trata-se da forma mais expedita para avaliar o comportamento estrutural das plataformas fixas em condições extremas. Contudo, para que seja aplicável e confiável, depende de diversas técnicas e parâmetros necessários para reproduzir corretamente todas as condições de contorno do problema.

A presente dissertação mostrou parte do grande arcabouço teórico que deve ser consolidado para que se possa realizar uma análise não linear de forma adequada, a fim de se obter resultados coerentes com as possibilidades físicas em relação aos eventos que podem vir a levar uma unidade *offshore* à ruína.

As considerações feitas com relação à flexibilidade e à resistência local de juntas tubulares, bem como aos parâmetros de modelagem da interação solo-estrutura, mostram o quão importante são as pesquisas feitas sobre estes dois temas. As técnicas demonstradas representam o que há de mais moderno na prática industrial corrente da engenharia *offshore*. Obviamente, há diversas outras teorias e algoritmos sendo desenvolvidos em pesquisas conduzidas por todo o mundo, mas ainda há um extenso caminho a ser percorrido por novas práticas antes de mudar a forma atual de projetar, consolidada em anos de experiência.

O estudo de caso buscou demonstrar a aplicação dos conceitos expostos através do emprego de tecnologia computacional na simulação estrutural, e com ele se pôde determinar a reserva de resistência estrutural da plataforma analisada. A plataforma é do tipo desabitada. Isso significa que não são realizadas operações diárias em suas facilidades estando, dessa forma, enquadrada pela norma ISO 19902 (2007) dentro da categoria de segurança S3. Assim, de acordo com esta publicação, do ponto de vista de critérios de projeto, tem-se que (p. 312):

Para estruturas desabitadas ou sujeitas a evacuação, na ocorrência de tempestades severas e onde outras consequências de falha não são significativas, um nível de segurança diferente pode ser considerado. Com base na experiência do Golfo do México e em análises gerais de custo x benefício, a probabilidade de falha menor do que  $5 \times 10^{-4}$  por ano é adotada(...).



Assim, a reserva de resistência inferida supera os valores mínimos definidos na tabela 24, aplicável à unidade em questão. Com isso, é possível concluir que a plataforma Proteu atende aos requisitos definidos nas principais normas técnicas vigentes, principalmente do ponto de vista de sua resistência ao colapso. Observa-se, contudo, que o sistema poderia vir a ter uma maior capacidade de redistribuição dos esforços internos (redundância), caso viesse a ser necessário, pois mostrou-se dependente de alguns membros primordiais.

Por fim, com base na sofisticação das técnicas de análise não linear empregadas, é possível concluir que esta configuração estrutural atende aos requisitos de projeto para o campo em questão, com grau de confiabilidade compatível ou superior ao exigido para este tipo de empreendimento.

## **5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Cabe ressaltar que ainda há muitos outros parâmetros relevantes a serem estudados. Os temas que orbitam a avaliação da Reserva de Resistência Estrutural das plataformas fixas *offshore* são variados.

Para futuros trabalhos técnicos e científicos, o estudo dos efeitos ocasionados pela incidência das ondas no convés das plataformas é extremamente complexo e relevante, bem como a consideração de moissas e outras falhas locais nas análises de elementos primordiais.

Estudos de sensibilidade utilizando faixas de variação dos principais parâmetros aplicados a este tipo de técnica também são sugeridos. Isso principalmente em relação às fundações, onde as incertezas provenientes da falta de ensaios ou da dificuldade em se obter um número suficiente de parâmetros confiáveis, leva à adoção de maior conservadorismo por parte dos engenheiros.

Outra sugestão é realizar estudos relacionando métodos determinísticos e probabilísticos com o auxílio da técnica *Pushover*, bem como avaliar a relação entre os fature de carga global de uma unidade com o conceito de *robustez* aplicado aos estudos de otimização (confiabilidade).

Por fim, o emprego de métodos dinâmicos em análises de colapso também é de grande importância, especialmente para plataformas esbeltas, cujos períodos se aproximam do período associado à onda de projeto.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMADI-NEDUSHAN, B., ***Progressive Collapse Analysis of Offshore Platforms***. Dissertação de M.Sc., McGill University, Montreal, Canadá, 1995.

AISC, ***Steel Construction Manual***. 14 ed., Chicago, Illinois, E.U.A., 2011.

ALMEIDA, C. A. M., ***Tratamento do Efeito da Flexibilidade de Juntas Tubulares na Análise de Estruturas Fixas Offshore***. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

AZAR, J. J., ***Analysis and Design of Offshore Platforms, Marine Risers and Pipelines***. Apostila de curso, University of Tulsa, E.U.A., 1980.

API RP 2A-LRFD, ***Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design***. 1 ed., Washington, E.U.A., 1993.

API RP 2A-WSD, ***Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design***. 21 ed., Washington, E.U.A., 2007.

API SPEC 2B, ***Specification for the Fabrication of Structural Steel Pipe***. 6 ed., Washington, E.U.A., 2007.

BARLTROP, N., D., P., ADAMS, A. J., ***Dynamics of Fixed Marine Structures***. 3 ed., Editora Thomson, 1991.

BARLTROP, N. D. P., CULVERHOUSE, A., MCLOUGHLIN, M. J., ***Node Flexibility and Its Effect on Jacket Structures – A Pilot Study on Two-Dimensional Frames***. Report UR 22, Underwater Engineering Group (UEG), Londres, Inglaterra, 1984.

BATALHA, A. F., ***Análise de Fadiga de Estruturas Offshore Tipo Topside***. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

BOLT, H. M., BILLINGTON, C. J., WARD, J. K., ***A Review of the Ultimate Strength of Tubular Framed Structures***. Offshore Technology Report 92 365, Health and Safety Executive (HSE), Londres, Inglaterra, 1996.

BOMEL, ***System-Based Calibration of North West European Annex Environmental Load Factors for ISO Fixed Steel Offshore Structures Code 19902***. Research Report 087, Health and Safety Executive (HSE), Londres, Inglaterra, 2003.

BOUWKAMP, J. G., “Effects of Joint Flexibility on the Response of Offshore Towers”. In: ***Proceedings of the Offshore Technology Conference (OTC)***, pp. 455-464, Texas, E.U.A., 1980.

BRØDBÆK, K. T., MØLLER, M., SØRENSEN, S. P. H., *et al.*, ***Review of p-y Relationships in Cohesionless Soil***. Department of Civil Engineering Water & Soil - Aalborg University Technical Report, n. 57, 2009.

BUITRAGO, J., HEALY, B. E., CHENG, T. Y., “Local Joint Flexibility of Tubular Joints”. In: ***Proceedings of the ASME 1993 12<sup>th</sup> International Conference on Offshore Mechanics & Arctic Engineering (OMAE)***, pp. 405-416, Glasgow, Escócia, 1993.

CHAKRABARTI, S. K., **Handbook of Offshore Engineering**. v. 1, 1 ed., Oxford, Londres, Editora Elsevier, 2005.

CHEN, B., HU, Y., TAN, M., “Local Joint Flexibility of Tubular Joints of Offshore Structures”. In: **Marine Structures**, v. 3, Editora Elsevier, pp. 177-190, 1990.

COYLE, H. M., SULAIMAN, I. H., “Skin Friction for Steel Piles in Sand”. In: **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE)**, v. 93, 6 ed., pp. 260-278, 1967.

DEFILIPPO, F. B., **Geração Automática de Modelos de Elementos Finitos para a Análise de Estruturas Reticuladas na Exploração de Petróleo Offshore**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

DIER, A. F., “Tubular Joint Technology for Offshore Structures”. In: **International Journal of Steel Structures**, 5 ed., pp. 495-502, 2005.

DIER, A., LALANI, M. HELLAN, Ø, et al., **JIP – Assessment Criteria, Reliability and Reserve Strength of Tubular Joints (Phase II)**. MSL Engineering Final Report, Berkshire, Inglaterra, 2000.

DNV, SINTEF, BOMEL, **Best Practice Guidelines for Use of Non-Linear Analysis Methods in Documentation of Ultimate Limit States for Jacket Type Offshore Structures**. *Ultiguide Phase II JIP Report*, Høvik, Noruega, 1999.

ELLWANGER, G. B., LIMA, A. L., **Tópicos Básicos de Hidrodinâmica Aplicados a Engenharia Offshore**. Apostila de curso, COPPE/UFRJ, 2007.

ERSDAL, G., **Assessment of Existing Offshore Structures for Life Extension**. Tese de D.Sc., University of Stavanger, Stavanger, Noruega, 2005.

FAULKNER, D., COWLING, M. J., INCECIK, A., “Application of Ultimate Strength Analysis in Design of Offshore Structural Systems”. In: **Integrity of Offshore Structures**, v. 4, Editora Elsevier, pp. 153-164, 1990.

FESSLER, H., MOCKFORD, P. B., WEBSTER, J. J., “Parametric Equations for the Flexibility Matrices of Single Brace Tubular Joints in Offshore Structures”, **Institution of Civil Engineers (ICE) Journals Proceedings**, v. 81, n. 4, pp. 659-673, 1986.

FURTADO, A. T., “A Trajetória Tecnológica da Petrobras na Produção Offshore”. In: **Revista Espacios Digital**, v. 17, n. 3, 1996. Disponível em <<http://www.revistaespacios.com/>>, Acesso em: 23 jun. 2012, 11:00:00.

GAYTHWAITE, J., **The Marine Environment and Structural Design**. Editora Van Nostrand Reinhold, 1981.

GERWICK JR., B. C., **Construction of Marine and Offshore Structures**. 2 ed., Editora CRC Press, New York, E.U.A., 1999.

GHILARDI, M. P., **Comparação entre Desempenhos de Estacas Metálicas Tubadas de Ponta Aberta e Fechada na Baixada Santista**. Dissertação de M.Sc., Escola Politécnica/USP, São Paulo, 2005.

GOLAFSHANI, A. A., BAGHERI, V., EBRAHIMIAN, H., *et al.*, “Incremental Wave Analysis and Its Application to Performance-Based Assessment of Jacket Platforms”. In: **Journal of Construction Steel Research**, n. 67, pp. 1649-1657, 2011.

HELLAN, O., AMDAHL, J., BRODTKROB, B., *et al.*, **USFOS – A Computer Program for Progressive Collapse Analysis of Steel Offshore Structures – Program User’s Manual**. SINTEF Report STF71 F88036, Trondheim, Noruega, 1990.

ISO 19902, **Petroleum and Natural Gas Industries – Fixed Steel Offshore Structures**. 1 ed., Genebra, Suíça, 2007.

INFIELD SYSTEMS, **Fixed Platforms – Market Report to 2016**. 2012. Disponível em <<http://www.infield.com>>, Acesso em: 17 set. 2012, 18:30:00.

KRAFT, L. M., RAY, R. P., KAGAWA, T., “Theoretical t-z Curves”. In: **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering**. v. 107, n. 11, pp. 1543-1561, 1981.

LALANI, M., SHUTTLEWORTH, E. P., “The Ultimate Limit State of Offshore Platforms Using Reserve and Residual Strength Principles”. In: **Proceedings of the Offshore Technology Conference**, pp. 353-364, Texas, E.U.A., 1990.

LAVER, W. G., “Development of North Sea Fixed Platforms”. In: **The Structural Engineer**, v. 75, n. 5, pp. 67-77, 1997. Disponível em <<http://www.istructe.org/journal/volumes/volume-75-%28published-in-1997%29/issues/issue-5/articles/development-of-north-sea-fixed-platforms>>, Acesso em: 26 jun. 2012, 23:30:00.

MANGIAVACCHI, A., RODENBUSCH, G., RADFORD, A., *et al.*, “API Offshore Structure Standards: RP 2A and Much More”. In: **Proceedings of the Offshore Technology Conference**, pp. 1-6, Texas, E.U.A., 2005.

MATLOCK, H., “Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay”. In: **Proceedings of the Offshore Technology Conference**, pp.578-594, Texas, E.U.A., 1970.

MENEZES, P. V., **Metodologias de Análise e Projeto de Estruturas Reticuladas na Exploração de Petróleo Offshore**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

MEYER, P. L., HOLMQUIST, D. V., MATLOCK, H., “Computer Predictions for Axially-Loaded Piles with Nonlinear Supports”. In: **Proceedings of the Offshore Technology Conference**, pp. 375-387, Texas, E.U.A., 1975.

MOAN, T., AMDAHL, J., GRANLI, T., *et al.*, “Collapse Behaviour of Offshore Structural Systems”. In: **Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Advances in Marine Structures**, pp. 1-26, Dunfermline, Escócia, 1991.

MORIN, G., BUREAU, J. M., CONTAT, N., *et al.*, “Influence of Tubular Joints Failure Modes on Jacket Structures Global Failure Modes”. In: **Proceedings of the ASME 1998 17<sup>th</sup> International Conference on Offshore Mechanics & Arctic Engineering (OMAE)**, OMAE98-1482, Lisboa, Portugal, 1998.

NADER, J. J., **Estudo Conciso de Mecânica do Contínuo**. Livro Discente da Escola Politécnica da USP, 2010.

NALLAYARASU, S., **Offshore Structures – Analysis and Design**. Apostila de curso, Department of Ocean Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Índia, 2013.

NETO, J.B.O., COSTA, A. D., “A Petrobras e a Exploração de Petróleo *Offshore* no Brasil: um *Approach* Evolucionário”. In: **Revista Brasileira de Economia**, v. 61, n. 1, Fundação Getúlio Vargas, pp. 95-109, Rio de Janeiro, 2007. Disponível em <<http://dx.doi.org/10.1590/S0034-71402007000100006>>, Acesso em: 8 ago. 2012, 21:00:00.

NORSOK N-004, **Design of Steel Structures**. 2 ed., Oslo, Noruega, 2004.

OFFSHORE, “*Special Anniversary – The History of Offshore: Developing the E&P Infrastructure*”. In: **Offshore Magazine**, v. 64, n. 1, 2004. Disponível em <<http://www.offshore-mag.com/articles/print/volume-64/issue-1/news/special-report/special-anniversary-the-history-of-offshore-developing-the-ep-infrastructure.html>>, Acesso em: 20 jun. 2012, 22:30:00.

OFFSHORE, “*Fixed Platforms Remain Important Production Facilities After More Than 60 Years*”. In: **Offshore Magazine**, v. 67, n. 9, 2007. Disponível em <<http://www.offshore-mag.com/articles/print/volume-67/issue-9/supplement/fixed-platforms-remain-important-production-facilities-after-more-than-60-years.html>>, Acesso em: 23 jun. 2012, 14:00:00.

OFFSHORE, “*Exploration, Development Spending Increases off Africa*”. In: **Offshore Magazine**, v. 72, n. 5, 2012. Disponível em <<http://www.offshore-mag.com/articles/print/volume-72/issue-5/international-report/exploration-development-spending-increases-off-africa.html>>, Acesso em: 21 jun. 2012, 16:20:00.

ORSINI, F., **Aços para Plataformas Fixas Offshore**. Monografia de Pós-Graduação *Lato Sensu* em Engenharia de Sistemas *Offshore*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2011.

PETROBRAS, **Plano de Negócios 2012-2016**. Disponível em <<http://www.investidorpetrobras.com.br/pt/plano-de-negocios/plano-de-negocios-2012-2016.htm>>, Acesso em: 13 out. 2012, 17:00:00.

PUEKSAP-ANAN, P., **Sensitivity Study for RSD of Fixed Offshore Steel Type Platforms**. Dissertação de M.Sc., Asian Institute of Technology, Tailândia, 2010.

REESE, L. C., COX, W. R., FRANCIS, D. K., “*Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*”. In: **Proceedings of the Offshore Technology Conference (OTC)**, pp. 473-483, Texas, E.U.A., 1974.

ROBERTS, A. J., **A One-Dimensional Introduction to Continuum Mechanics**. 1 ed., Editora World Scientific Publishers, 1994.

RUSINKO, A., RUSINKO, K., **Plasticity and Creep of Metals**. Editora Springer, 2011.

SANDERSON, D. J., SCHNEIDER, R., **The Significance of Stress Redistribution Effects on Structural Reliability of Deepwater Jackets**. *Research Report 494, Health and Safety Executive (HSE)*, Londres, Inglaterra, 2006.

SINTEF, **USFOS – User’s Manuals**. 2001. Disponível em <<http://www.usfos.no>>, Acesso em: 10 jun. 2012, 23:00:00.

SKALLERUD, B., AMDAHL, J., **Nonlinear Analysis of Offshore Structures**. 1 ed., Baldock, Inglaterra, 2009.

SØREIDE, T. H., AMDAHL, J., GRANLI, T., *et al.*, “*Collapse Analysis of Framed Offshore Structures*”. In: ***Proceedings of the Offshore Technology Conference (OTC)***, pp. 95-102, Texas, E.U.A., 1986.

SØREIDE, T. H., AMDAHL, J., HOLMÅS, E. E. T., *et al.*, ***USFOS – A Computer Program for Progressive Collapse Analysis of Steel Offshore Structures. Theory Manual***. 1993. Disponível em <<http://www.usfos.no/manuals/usfos/theory/index.html>>, Acesso em: 19 nov. 2012, 14:00:00.

THOMAS, J. E., ***Fundamentos de Engenharia de Petróleo***. 2 ed., Editora Interciência, Rio de Janeiro, 2001.

VALENZUELA, E. D., ***Interação Solo-Estaca de Plataformas Offshore***. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

VAN DE GRAAF, J. W., TROMANS, P. S., EFTHYMIIOU, M., “*The Reliability of Offshore Structures and Its Dependence on Design Code and Environment*”. In: ***Proceedings of the Offshore Technology Conference***, pp. 105-118, Texas, E.U.A., 1994.

VAN RAAIJ, K., ***Dynamic Behavior of Jackets Exposed to Wave-in-Deck Forces***. Tese de D.Sc., University of Stavanger, Stavanger, Noruega, 2005.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., ***Fundações***. v. 2, 1 ed., Editora COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

WILSON, J. F., MUGA, B. J., REESE, L. C., ***Dynamics of Offshore Structures***. 2 ed., Editora John Wiley & Sons, New Jersey, E.U.A., 1984.

# ANEXO I . ROTINA DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DE CURVAS p-y PARA SOLOS COESIVOS

## GERAÇÃO DE CURVAS p-y PARA SOLOS COESIVOS SEGUNDO O MÉTODO DE MATLOCK (1970) E SEGUNDO A NORMA API RP 2A-WSD (2007), COM COMPARATIVO

Planilha elaborada por Fábio Orsini

### 1. DADOS DE ENTRADA:

$$C_u := 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Resistência não drenada para amostras indeformadas.}$$

$$\gamma_{\text{nat}} := 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico natural do solo.}$$

$$D := 1219.2\text{mm} = 1.219\text{m} \quad \text{Diâmetro externo da estaca.}$$

$$z := 39.5\text{m} \quad \text{Profundidade da camada medida a partir da superfície do solo (mudline).}$$

$$\epsilon_c := 0.01 \quad \text{Deformação correspondente à metade da tensão limite no solo, obtida em ensaios de compressão feitos em laboratório, utilizando amostras indefor_} \\ \text{madas de solo não consolidado. Pode assumir os valores: 0.005, 0.01 e 0.02.}$$

### 2. CÁLCULO DA CARGA LATERAL LIMITE:

$$\text{ORIGIN} := 0$$

$$\gamma_{\text{água}} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico da água.}$$

$$J_w := \text{mean}(0.25, 0.5) = 0.375 \quad \text{Constante empírica adimensional.}$$

$$\gamma := \gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{água}} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$P_{u1} := \left( 3C_u + \gamma \cdot z + \frac{J \cdot C_u \cdot z}{D} \right) \cdot D \cdot m = 1453.25 \text{ kN}$$

$$P_{u2} := 9 \cdot C_u \cdot D \cdot m = 548.64 \text{ kN}$$

$$X_R := \frac{6 \cdot D}{\left( \frac{\gamma \cdot D}{C_u} \right) + J} = 11.37 \text{ m}$$

$$P_u := \begin{cases} P_{u1} & \text{if } z \leq X_R \\ P_{u2} & \text{otherwise} \end{cases} = 548.64 \text{ kN}$$

### 3. CÁLCULO DA DEFLEXÃO CORRESPONDENTE À METADE DA RESISTÊNCIA LIMITE:

$$y_c := 2.5 \varepsilon_c \cdot D = 0.03 \text{ m}$$

### 4. CONSTRUÇÃO DA CURVA p-y:

$$P_{MAT}(y) := \begin{cases} 0.5 \cdot P_u \cdot \left( \frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{if } y \geq 0 \wedge y \leq 8 \cdot y_c \\ P_u & \text{if } y \geq 0 \wedge y > 8 \cdot y_c \\ -0.5 \cdot P_u \cdot \left( \frac{-y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} & \text{if } y \leq 0 \wedge y \geq -8 \cdot y_c \\ -P_u & \text{if } y \leq 0 \wedge y < -8 \cdot y_c \end{cases}$$

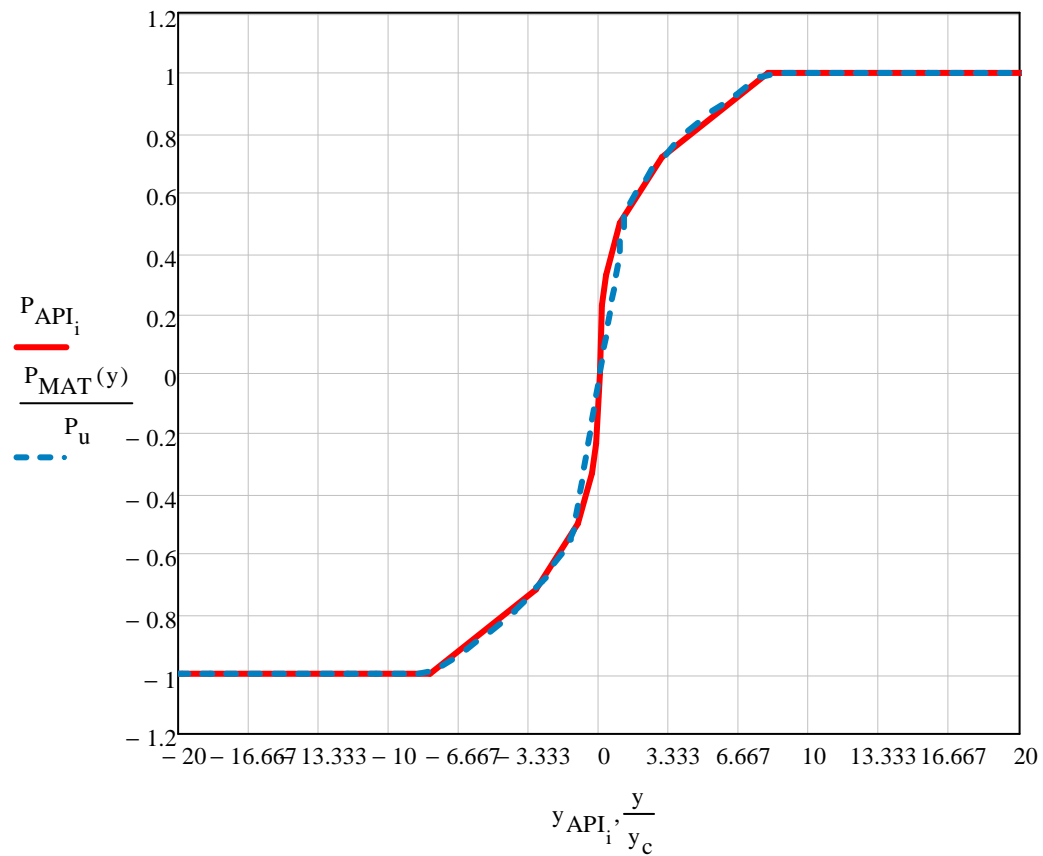
*Segundo Matlock, 1970.*



$i := 0..13$

$$P_{API} := \begin{pmatrix} -1 \\ -1 \\ -0.72 \\ -0.5 \\ -0.33 \\ -0.23 \\ 0 \\ 0.23 \\ 0.33 \\ 0.5 \\ 0.72 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad y_{API} := \begin{pmatrix} -100 \\ -8 \\ -3 \\ -1 \\ -0.3 \\ -0.1 \\ 0 \\ 0.1 \\ 0.3 \\ 1 \\ 3 \\ 8 \\ 100 \end{pmatrix}$$

Segundo API RP 2A-WSD, 2007.



# ANEXO II . ROTINA DE CÁLCULO PARA DETERMINAÇÃO DE CURVAS p-y PARA SOLOS NÃO COESIVOS

## GERAÇÃO DE CURVAS p-y PARA SOLOS NÃO COESIVOS SEGUNDO O MÉTODO DE REESE, COX & KOOP (1974) E SEGUNDO A NORMA API RP 2A-WSD (2007), COM COMPARATIVO

Planilha elaborada por Fábio Orsini

### 1. DADOS DE ENTRADA:

$\phi := 35^\circ$  *Ângulo de atrito interno em graus.*

$\gamma_{\text{nat}} := 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  *Peso específico natural do solo.*

$D := 1219.2\text{mm} = 1.219\text{m}$  *Diâmetro externo da estaca.*

$z := 36\text{r}$  *Profundidade da camada medida a partir da superfície do terreno.*

### 2. PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO:

$\gamma_{\text{água}} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  *Peso específico da água.*

$\gamma := \gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{água}} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  *Peso específico do solo submerso.*

$\alpha := \left( \frac{\phi}{2} \right) = 0.305\text{rad}$  *Parâmetro alpha.*

$\beta := \left( 45 \frac{\pi}{180} + \frac{\phi}{2} \right) = 1.091\text{rad}$  *Parâmetro beta.*

## 2. PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO:

$$\gamma_{\text{água}} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico da água.}$$

$$\gamma := \gamma_{\text{nat}} - \gamma_{\text{água}} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico do solo submerso.}$$

$$\alpha := \left( \frac{\phi}{2} \right) = 0.305 \text{rad} \quad \text{Parâmetro alpha.}$$

$$\beta := \left( 45 \frac{\pi}{180} + \frac{\phi}{2} \right) = 1.091 \text{rad} \quad \text{Parâmetro beta.}$$

$$\Omega_2 := \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D + z \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha)) = 84.96 \text{m}$$

$$\Omega_3 := K_o \cdot z \tan(\beta) \cdot (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - K_a \cdot D = 8.13 \text{m}$$

$$P_{\text{ct}} := \gamma \cdot z \cdot (\Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3) = 43997.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resistência última para profundidades distântes da superfície do terreno:

$$\Phi_1 := K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan(\beta)^8 - 1) = 24130.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Phi_2 := K_o \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(\phi) \cdot \tan(\beta)^4 = 1841.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{cd}} := \Phi_1 + \Phi_2 = 25971.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Determinação da profundidade de aplicação das equações que descrevem a resistência última:

$$\Psi_1(h) := \frac{K_o \cdot h \cdot \tan(\phi) \cdot \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha)}$$

$$\Psi_2(h) := \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D + h \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha))$$

$$\Psi_3(h) := K_o \cdot h \cdot \tan(\beta) \cdot (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - K_a \cdot D$$

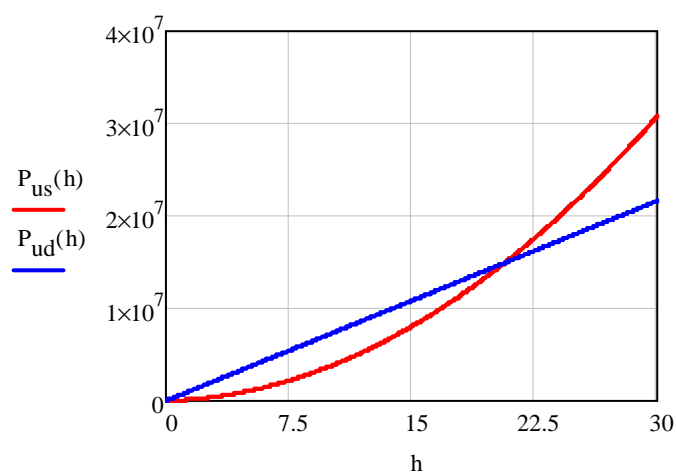
$$P_{us}(h) := \gamma \cdot h \cdot (\Psi_1(h) + \Psi_2(h) + \Psi_3(h))$$

$$\Gamma_1(h) := K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot h \cdot (\tan(\beta)^8 - 1)$$

$$\Gamma_2(h) := K_o \cdot D \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan(\phi) \cdot \tan(\beta)^4$$

$$P_{ud}(h) := \Gamma_1(h) + \Gamma_2(h)$$

$$X_t := 20.67\text{m}$$



Definição da capacidade última do terreno a ser utilizada:

$$P_u := \begin{cases} P_{ct} & \text{if } 0 < z \leq X_t \\ P_{cd} & \text{if } z > X_t \end{cases} = 25971.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### 4. PARÂMETROS PARA CONSTRUÇÃO DA CURVA p-y:

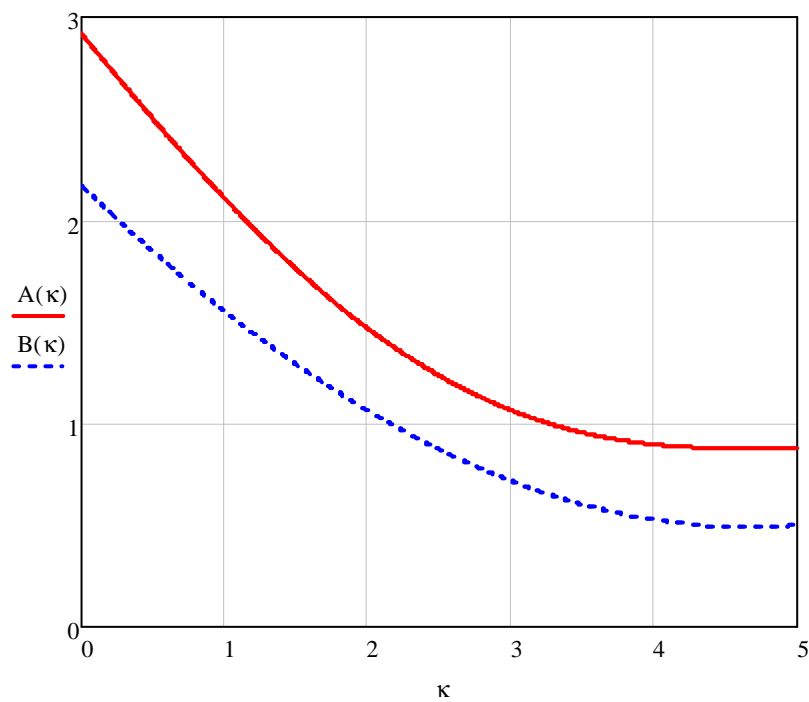
Definição dos coeficientes de ajuste A e B em função da profundidade:

Data<sub>A</sub> :=

	1	2
1	0	2.92
2	0.5	2.5
3	1	2.1
4	1.5	1.77
5	2	1.47
6	2.5	1.23
7	3	1.07
8	3.5	0.95
9	4	0.9
10	4.5	0.88
11	5	0.88

Data<sub>B</sub> :=

	1	2
1	0	2.17
2	0.5	1.85
3	1	1.55
4	1.5	1.29
5	2	1.07
6	2.5	0.86
7	3	0.73
8	3.5	0.6
9	4	0.52
10	4.5	0.5
11	5	0.5



$$A_{uv} := \begin{cases} A\left(\frac{z}{D}\right) & \text{if } \frac{z}{D} \leq 5 \\ 0.88 & \text{if } \frac{z}{D} > 5 \end{cases} = 0.88$$

$$B_{uv} := \begin{cases} B\left(\frac{z}{D}\right) & \text{if } \frac{z}{D} \leq 5 \\ 0.5 & \text{if } \frac{z}{D} > 5 \end{cases} = 0.5$$

Cálculo das forças e dos deslocamentos que determinam os trechos da curva p-y:

$$y_u := 3 \cdot \frac{D}{80} = 0.046\text{m}$$

$$P_{uv} := P_u \cdot A = 22855.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$y_m := \frac{D}{60} = 0.02\text{m}$$

$$P_m := P_u \cdot B = 1.143 \times 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Definir o valor de k, com base na tabela abaixo:

Valores de k

Densidade	Areias Submersas		Areias acima do nível freático	
	k (lb/in <sup>3</sup> )	k (t/m <sup>3</sup> )	k (lb/in <sup>3</sup> )	k (t/m <sup>3</sup> )
Solta	20	554.10	25	692.62
Media	60	1662.29	90	2493.43
Densa	125	3463.10	225	6233.58

$$k := 16600 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Definição dos pontos notáveis para construção da curva P-Y:

$$m := \frac{P_u - P_m}{y_u - y_m} = 4.50 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

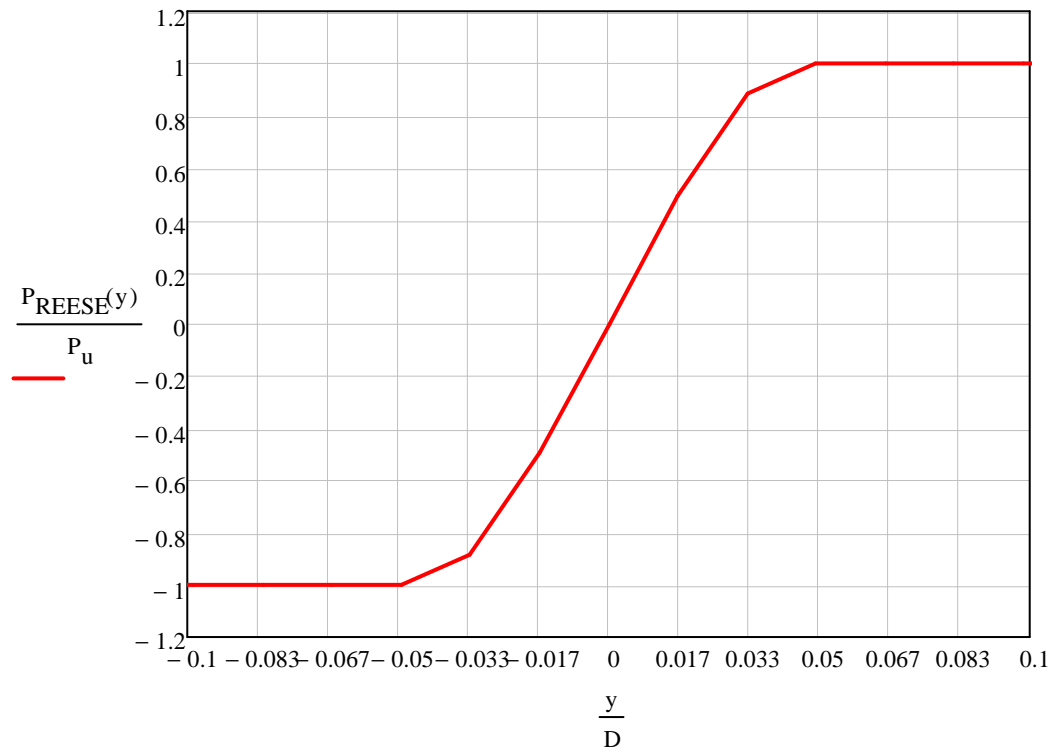
$$n := \frac{P_m}{m \cdot y_m} = 1.25$$

$$C := \frac{P_m}{\frac{1}{y_m^n}} = 2.58 \times 10^5$$

$$y_k := \left( \frac{C}{k \cdot z} \right)^{\frac{n}{n-1}} = 0.015$$

$$P_{\text{REESE}}(y) := \begin{cases} (k \cdot z \cdot y) & \text{if } 0 \leq y \leq y_k \wedge y_k < y_m \\ \frac{1}{C \cdot y^n} & \text{if } y_k < y \leq y_m \wedge y_k < y_m \\ m \left( y + \frac{P_m}{m} - y_m \right) & \text{if } y_m < y \leq y_u \wedge y_k < y_m \\ P_u & \text{if } y > y_u \wedge y_k < y_m \\ -(k \cdot z \cdot -y) & \text{if } -y_k \leq y < 0 \wedge y_k < y_m \\ -\left[ \frac{1}{C \cdot (-y)^n} \right] & \text{if } -y_m \leq y < -y_k \wedge y_k < y_m \\ -m \left( -y + \frac{P_m}{m} - y_m \right) & \text{if } -y_u \leq y < -y_m \wedge y_k < y_m \\ -P_u & \text{if } y < -y_u \wedge y_k < y_m \end{cases}$$

Segundo Reese et al., 1974.



### 5. MONTAGEM DA CURVA RECOMENDADA PELA API RP 2A-WSD (2007):

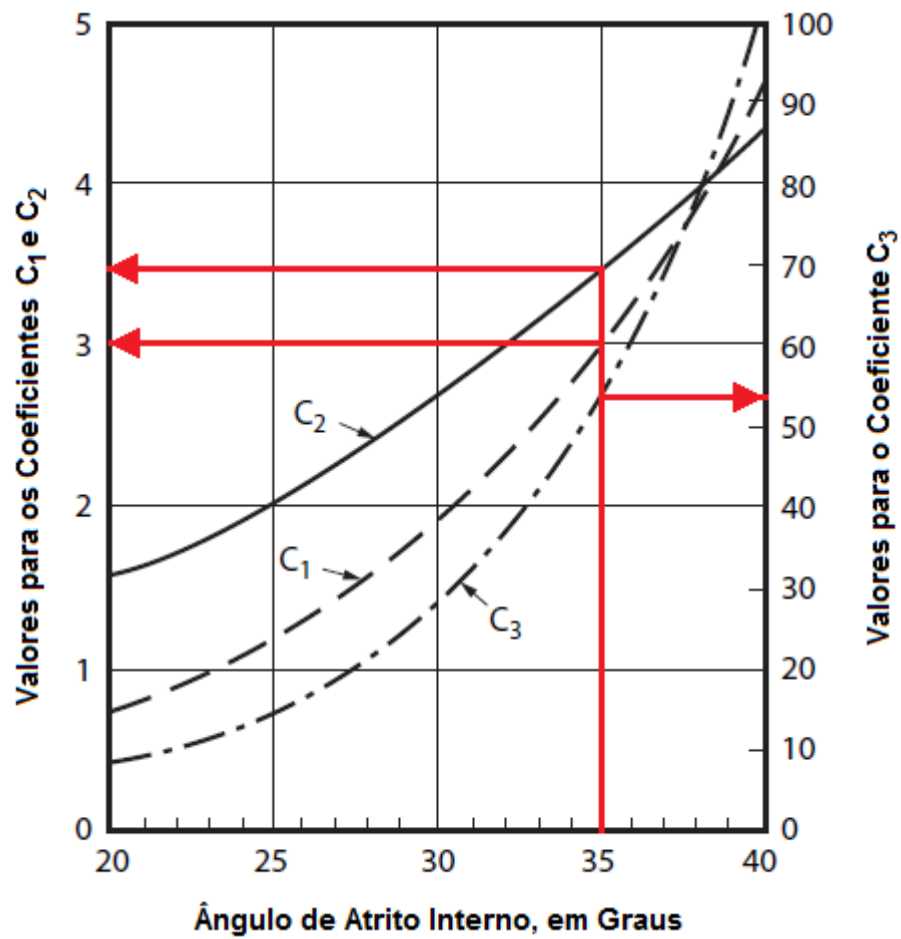
Coefficientes adimensionais de ajuste obtidos através do ábaco abaixo:

$$C_1 := 3$$

$$C_2 := 3.5$$

$$C_3 := 54$$





$$P_{us} := (C_1 \cdot z + C_2 \cdot D) \cdot z \cdot \gamma = 44457.81$$

$$P_{ud} := C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot z = 26071.37$$

$$P_{u.API} := \min(P_{us}, P_{ud}) = 26071.37$$

CONSTRUÇÃO DA CURVA P-Y:

$$A := 3 - 0.8 \frac{z}{D} = -20.622$$

$$A := \begin{cases} A & \text{if } A \geq 0.9 \\ 0.9 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.9$$

$$P_{API}(y) := \begin{cases} A \cdot P_{u.API} \cdot \tanh\left(k \cdot \frac{z}{A \cdot P_{u.API}} \cdot y\right) & \text{if } y \geq 0 \\ \left[ -\left( A \cdot P_{u.API} \cdot \tanh\left(k \cdot \frac{z}{A \cdot P_{u.API}} \cdot -y\right) \right) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

Segundo API RP 2A-WSD, 2007.

