



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

Marcus Vinicius Portela Pereira

ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS DE DUTOS SUBMARINOS SUBMETIDOS
À FLAMBAGEM



UFRJ

ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS DE DUTOS SUBMARINOS SUBMETIDOS
À FLAMBAGEM

Marcus Vinicius Portela Pereira

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.

Orientador: Gilberto Bruno Ellwanger

Rio de Janeiro

2017

Pereira, Marcus Vinicius Portela

Título: Análise em Elementos Finitos de Dutos Submarinos Submetidos à Flambagem/ Marcus Vinicius Portela Pereira. - 2017

f. : il. ; 30 cm. 170

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2017.

Orientador: Gilberto Bruno Ellwanger

1 Flambagem em dutos. 2. Interação solo-estrutura. I. Ellwanger, Gilberto Bruno. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Análise de Interação Solo-Estrutura em Dutos Submarinos Submetidos à Flambagem.

ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS DE DUTOS SUBMARINOS SUBMETIDOS
À FLAMBAGEM

Marcus Vinicius Portela Pereira


Orientador: Gilberto Bruno Ellwanger

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:



Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.



Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc.



Eng. Daniel Lyrio Carneiro, D.Sc.

Rio de Janeiro

2017

Resumo

PEREIRA, Marcus Vinicius Portela. Análise em Elementos Finitos de Dutos Submarinos Submetidos à Flambagem. Rio de Janeiro, 2017. Dissertação (Mestrado) - Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

A descoberta de novas reservas petrolíferas em águas profundas trouxe consigo desafios em diversas áreas da ciência e tecnologia. Com isso, no que concerne o transporte de petróleo, a demanda de pesquisas também se mostrou ascendente. Atualmente, dutos apresentam-se como formas econômicas e eficientes de transporte em muitos casos. Entretanto, os esforços e as condições aos quais os mesmos são submetidos muitas vezes podem se tornar a origem de desastres, como rompimentos e consequentes derramamentos de petróleo. Estes esforços são gerados por variações excessivas de temperatura e pressão interna e externa à estrutura. Logo, faz-se necessário avaliar influências como a flambagem destes dutos e como esta interação com ambiente ocorre e modifica o comportamento estrutural. Portanto, neste trabalho são utilizados um método analítico e *softwares* de análise via elementos finitos, SAP 2000 (não convencionalmente utilizado neste ramo da engenharia) e ABAQUS (convencionalmente utilizado neste ramo da engenharia), em consonância com conceitos ligados à flambagem estrutural e conhecimentos relacionados à interação ocorrida no contato entre o solo marinho e a estrutura. Por fim, são apresentadas conclusões acerca da aplicação de um modelo específico de interação solo-estrutura em análises de flambagem e como a variação paramétrica afeta estas análises.

Palavras – chave: Petróleo, Transporte, Dutos, Flambagem, Interação solo-estrutura.

Abstract

PEREIRA, Marcus Vinicius Portela. Finite Elements Analysis in Submerged Pipelines Submitted to Buckling. Rio de Janeiro, 2017. Dissertation (Master) - Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

The discovery of new deepwater oil reserves has brought challenges in many areas of science and technology. Thereby, in what concerns transport of oil, a demand for research also grew up. Nowadays, pipelines represent an economical and efficient form of oil transportation. However, loads and conditions in which they are subjected many times can be the origin of some disasters, such as disruptions and consequent oil spill. These loads are generated by excessive variations of temperature and internal and external pressure in the structure. Therefore, it is necessary to evaluate influences with the buckling of these pipelines and how this interaction with environment occurs and influences the structural behavior. For this, an analytical method and finite elements software, SAP 2000 (not used in this area of engineering) and ABAQUS (commonly used in this area of engineering), will be used in this dissertation in consonance with concepts related to structural buckling and knowledge related to the interaction between the sea floor and the structure. Finally, will be presented conclusions about the application of a specific model of soil structure interaction in buckling analyses and how parametric variation affects these analyses.

Keywords: Oil, Transport, Pipelines, Buckling, Soil-Structure interaction.

SUMÁRIO

1	HISTÓRICO	1
1.1	HISTÓRICO DO PETRÓLEO NO MUNDO.....	1
1.2	A HISTÓRIA DO PETRÓLEO E DO PRÉ-SAL NO BRASIL.....	4
1.3	DESAFIOS DO PRESENTE E DO FUTURO DO PRÉ-SAL NO BRASIL	5
2	INTRODUÇÃO.....	7
3	CARREGAMENTOS.....	10
3.1	CONDIÇÕES EXTERNAS AO DUTO.....	10
3.2	CONDIÇÕES INTERNAS AO DUTO EM OPERAÇÃO	13
3.3	ONDAS	13
3.4	FAUNA	13
4	FLAMBAGEM	15
4.1	INTRODUÇÃO	15
4.2	EQUAÇÃO DIFERENCIAL PARA FLAMBAGEM DE COLUNAS	16
4.2.1	EXEMPLO DE FLAMBAGEM	19
4.3	MODOS DE FLAMBAGEM	24
4.4	DNV-RP-F110	26
4.4.1	FLAMBAGEM GLOBAL (DNV-RP-F110).....	28
4.4.2	MODOS DE FALHA	31
4.4.2.1	Flambagem local	32
4.4.2.2	Fadiga	36
4.4.2.3	Fratura.....	40
4.5	FORÇA AXIAL EFETIVA	41
4.5.1	EXEMPLO ILUSTRATIVO: RESTRIÇÕES	42
4.5.2	FORÇA AXIAL EFETIVA MÁXIMA	45
4.5.3	FORÇA AXIAL EFETIVA EM ANÁLISES PLANARES E ESPACIAIS	47
4.5.3.1	Dutos retos.....	48
4.5.3.2	Dutos com alça de flambagem	49
4.5.3.3	Dutos com mais de uma alça de flambagem	51
5	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	53
5.1	ENTERRAMENTO	53
5.1.1	ENTERRAMENTO INICIAL.....	58
5.2	RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO	59

5.2.1	FORÇA-DESLOCAMENTO (<i>PIPELINES</i>)	59
5.3	INTERAÇÃO CÍCLICA SOLO-ESTRUTURA	62
5.4	MODELO DE VERLEY & LUND	64
5.4.1	FORÇA DE RESISTÊNCIA PASSIVA.....	65
5.4.2	REGIME “ELÁSTICO”	66
5.4.3	REGIME PLÁSTICO	66
5.4.4	PÓS-RESISTÊNCIA DE <i>BREAKOUT</i>	67
5.4.5	AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA	68
5.4.5.1	Deslocamento máximo no <i>Breakout</i>	69
5.4.5.2	Variação da força F_1 de sustentação	70
5.4.5.3	Variação do coeficiente de atrito do solo	71
5.4.5.4	Variação da resistência não drenada do solo (S_u).....	72
5.4.6	FORÇA DE ATRITO AXIAL.....	75
6	MÉTODO SIMPLIFICADO DE HOBBS.....	77
6.1	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	80
7	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	84
7.1	NÃO LINEARIDADES	84
7.1.1	NÃO LINEARIDADE FÍSICA	84
7.1.2	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	86
7.1.3	NÃO LINEARIDADE DE RESTRIÇÃO.....	87
7.2	ANÁLISES.....	90
7.2.1	ABAQUS	90
7.2.2	SAP 2000.....	92
7.3	VALIDAÇÃO DOS MODELOS EM ELEMENTOS FINITOS	93
7.4	AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS PROPOSTOS.....	99
7.4.1	EXTENSÃO DO DUTO E COEFICIENTE DE ATRITO SOLO-ESTRUTURA 99	
7.4.2	DEFORMAÇÃO INICIAL	101
7.4.2.1	Deslocamento	103
7.4.2.2	Tensão.....	107
7.4.2.3	Critérios de Falha	109
7.4.3	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DO SOLO (S_u).....	111
7.4.3.1	Deslocamento	111
7.4.3.2	Tensão.....	113

7.4.3.3	Critérios de Falha	115
7.4.3.4	Eficácia dos Links	117
7.4.4	VARIAÇÃO DO DIÂMETRO EXTERNO E DA RELAÇÃO D/E.....	118
7.4.4.1	Deslocamento	119
7.4.4.2	Tensão.....	123
7.4.4.3	Critérios de Falha	125
8	CONCLUSÃO.....	127
9	BIBLIOGRAFIA	130
10	ANEXOS.....	134
10.1	ANEXO A - DEFINIÇÕES DNV-OS-F101	134
10.2	ANEXO B - MÉTODO DE VERLEY	136
10.3	ANEXO C - MODELO DE HOBBS	137

Lista de Figuras

FIGURA 1.1 - TORRES DE PROSPECÇÃO DE PETRÓLEO NA PENSILVÂNIA [1].	1
FIGURA 1.2 - TORRES DE PROSPECÇÃO DE PETRÓLEO NA PENSILVÂNIA [2].	1
FIGURA 1.3 - SETE IRMÃS DO PETRÓLEO [3].	2
FIGURA 1.4 - CAMADAS A SEREM PERFURADAS PARA EXPLORAÇÃO DO PRÉ-SAL [6].	5
FIGURA 2.1 - EXEMPLO DE RISERS [7].	8
FIGURA 2.2 - JUMPER RÍGIDO [8].	8
FIGURA 3.1 - VARIAÇÃO DE PRESSÃO DE ACORDO COM A PROFUNDIDADE [9].	11
FIGURA 3.2 - VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DE ACORDO COM A PROFUNDIDADE [7].	12
FIGURA 3.3 - TRANSMISSÃO DE ENERGIA PARA DIFERENTES COMPRIMENTOS DE ONDA E PROFUNDIDADES [9].	12
FIGURA 3.4 - CABO ATACADO POR TUBARÃO E FILMADO POR ROV [11].	14
FIGURA 4.1 - DIAGRAMAS DE FORÇA-DESLOCAMENTO EM COLUNAS.	15
FIGURA 4.2 - PILAR ESBELTO [12].	16
FIGURA 4.3 - TESOURA DE TELHADO [13].	16
FIGURA 4.4 - COLUNA PARA OBTENÇÃO DA SOLUÇÃO POR EQUAÇÃO DIFERENCIAL [14].	18
FIGURA 4.5 - MODOS DE FLAMBAGEM PARA EXEMPLO SIMPLES.	19
FIGURA 4.6 - MODELO PARA EXEMPLIFICAR FLAMBAGEM.	21
FIGURA 4.7 - LINHA ELÁSTICA EXEMPLO ILUSTRATIVO DE FLAMBAGEM.	22
FIGURA 4.8 - DIAGRAMA DE MOMENTOS EXEMPLO ILUSTRATIVO DE FLAMBAGEM.	22
FIGURA 4.9 - DESENVOLVIMENTO DO MOMENTO NA SEÇÃO CENTRAL.	23
FIGURA 4.10 - DESENVOLVIMENTO DA ANGULAÇÃO DA COLUNA COM RELAÇÃO AO AUMENTO DA FORÇA NORMAL	24
FIGURA 4.11 - MODOS DE FLAMBAGEM [15].	25
FIGURA 4.12 - DEFORMADA RETIRADA DE ESTUDOS ANTERIORES DO PRÓPRIO AUTOR [16].	25
FIGURA 4.13 - FLAMBAGEM VERTICAL [18]	28

FIGURA 4.14- FLAMBAGEM LATERAL [19].....	28
FIGURA 4.15 - RELAÇÃO ENTRE FORÇA DE COMPRESSÃO EFETIVA E DEFORMAÇÃO [17])	29
FIGURA 4.16 - GRÁFICO DE TENSÃO NORMAL VERSUS TEMPO.	31
FIGURA 4.17 - GRÁFICO DE TENSÃO DEVIDA AO MOMENTO VERSUS TEMPO.	31
FIGURA 4.18 - CURVA S-N PARA ESTRUTURAS SUBMERSAS COM PROTEÇÃO CATÓDICA [20].	39
FIGURA 4.19 - FRATURA EM DUTO.	41
FIGURA 4.20 - DUTO ENGASTADO SUBMETIDO À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA.....	42
FIGURA 4.21 - DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL DE BARRA ENGASTADA COM MOLAS 1.	44
FIGURA 4.22 - DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL DE DUTO CONSIDERANDO ATRITO AXIAL.	44
FIGURA 4.23 - DESLOCAMENTO AXIAL DO MODELO CONSIDERANDO FORÇA DE ATRITO AXIAL.	45
FIGURA 4.24 - ESFORÇOS DEVIDO À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA.	46
FIGURA 4.25 - ESFORÇOS DEVIDO À VARIAÇÃO DE PRESSÕES NO DUTO.	47
FIGURA 4.26 - ESFORÇO NORMAL AO LONGO DE DUTO RETO LONGO [21].....	48
FIGURA 4.27 - ESFORÇO NORMAL AO LONGO DE DUTO RETO NÃO SUFICIENTEMENTE LONGO [21].....	49
FIGURA 4.28 - COMPARAÇÃO DE ESFORÇO AXIAL EM DUTOS RETOS E COM FLAMBAGEM [21].	50
FIGURA 4.29 - DUTO CURTO DOTADO DE ALÇA DE FLAMBAGEM [21].	51
FIGURA 4.30 - DUTOS COM VÁRIAS ALÇAS DE FLAMBAGEM E EXTREMIDADES FIXAS [21].	51
FIGURA 4.31 - DUTOS COM VÁRIAS ALÇAS DE FLAMBAGEM E EXTREMIDADES LIVRES [21].	52
FIGURA 5.1 - GEOMETRIAS POSSÍVEIS DE SOLO DE RESTRIÇÃO DO DUTO [22].....	55
FIGURA 5.2 - VARIAÇÕES APRESENTADAS POR BRANSBY <i>ET AL.</i> PARA ENTERRAMENTOS DE DUTOS [22].	56

FIGURA 5.3 - DIAGRAMA SIMPLIFICADO DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.	57
FIGURA 5.4 - IDEALIZAÇÃO PARA ATRITO DE COULOMB.....	60
FIGURA 5.5- FORÇA-DESLOCAMENTO DE COULOMB.	60
FIGURA 5.6 - RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO NO CASO DE DUTOS CLASSIFICADOS COMO PESADOS [25].	61
FIGURA 5.7 - - RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO NO CASO DE DUTOS CLASSIFICADOS COMO LEVES [25].....	62
FIGURA 5.8 - ESQUEMA GRÁFICO DE AÇÃO CÍCLICA DE CARREGAMENTO DE DUTOS.	64
FIGURA 5.9 - CURVA TÍPICA DE RELAÇÃO FORÇA DESLOCAMENTO [24].	65
FIGURA 5.10 - CURVA FORÇA-DESLOCAMENTO.	69
FIGURA 5.11 - VARIAÇÃO DE POSIÇÃO DE RESISTÊNCIA DE <i>BREAKOUT</i>	70
FIGURA 5.12 - VARIAÇÃO DE FORÇA DE SUSTENTAÇÃO FL.	71
FIGURA 5.13 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE ATRITO.	72
FIGURA 5.14 - VARIAÇÃO DE SU.....	73
FIGURA 5.15 - INFLUÊNCIA DO SU.	74
FIGURA 5.16 - COMPRIMENTO LATERAL DE CONTATO SOLO- ESTRUTURA.	75
FIGURA 6.1 - MODOS DE FLAMBAGEM DE HOBBS.....	78
FIGURA 6.2 - VARIAÇÃO DE TENSÃO E DESLOCAMENTO MÁXIMO COM RELAÇÃO A TEMPERATURA APLICADA À UMA DADA ESTRUTURA.	80
FIGURA 6.3 - VARIAÇÃO DE TENSÃO COM RELAÇÃO A TEMPERATURA POR FATOR $R=D/E$	81
FIGURA 6.4 - RELAÇÃO ENTRE TENSÃO EM DUTO SUBMETIDO À TEMPERATURA DE 100°C E FATOR O R.	82
FIGURA 6.5 - RELAÇÃO ENTRE TEMPERATURA DE FLAMBAGEM E DIÂMETRO DO DUTO ADOTADO.	83
FIGURA 7.1 - GRÁFICO DE TENSÃO DEFORMAÇÃO GENÉRICO.....	86
FIGURA 7.2- FORÇA-DESLOCAMENTO (MOLA PERFEITAMENTE ELÁSTICA).....	88

FIGURA 7.3 - REPRESENTAÇÃO DO <i>LINKS</i> NÃO LINEARES APLICADOS NO EIXO LOCAL DA ESTRUTURA.	90
FIGURA 7.4 - COMPARAÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DO DESLOCAMENTO NO TRECHO CENTRAL ENTRE OS TIPOS DE ANÁLISE DO ABAQUS.	92
FIGURA 7.5 - GRÁFICO COMPARATIVO DE MÉTODOS PARA O DESLOCAMENTO MÁXIMO DA ALÇA PRINCIPAL.	94
FIGURA 7.6 - DEFORMADA DO PROGRAMA ABAQUS PARA A TEMPERATURA DE 100°C AUMENTADA 10 VEZES.	95
FIGURA 7.7 - DEFORMADA DO PROGRAMA SAP2000 PARA A TEMPERATURA DE 100°C AUMENTADA 10 VEZES.	96
FIGURA 7.8 - ESFORÇOS DE MOMENTO E NORMAL PARA VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.	97
FIGURA 7.9 - DESVIO PADRÃO SOBRE A MÉDIA DOS TRÊS MODELOS REALIZADOS.	98
FIGURA 7.10 - DIREÇÕES DE ACÚMULO DE FORÇA DE ATRITO.....	99
FIGURA 7.11 - ALÇA DE DEFORMAÇÃO INICIAL.	102
FIGURA 7.12 - MODELO ILUSTRATIVO DE FORMATO DO DUTO.	102
FIGURA 7.13 - RESTRIÇÕES NO EIXO DE SIMETRIA.	103
FIGURA 7.14 - DESLOCAMENTOS PARA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE ALÇA.	105
FIGURA 7.15 - DEFORMADAS E EXPLICAÇÃO DO FENÔMENO DA FLAMBAGEM.	106
FIGURA 7.16 - TENSÃO DE VON MISES PARA DIFERENTES ALÇAS.	108
FIGURA 7.17 - CRITÉRIO DE FLAMBAGEM LOCAL PARA SENSIBILIDADE DE ALÇA.	110
FIGURA 7.18 - CRITÉRIO DE FRATURA PARA SENSIBILIDADE DE ALÇA.	110
FIGURA 7.19 - DESLOCAMENTO PARA SENSIBILIDADE DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA S_u	112
FIGURA 7.20 - RELAÇÃO ENTRE A TEMPERATURA DE FLAMBAGEM DA ALÇA PRINCIPAL E A RESISTÊNCIA S_u	112
FIGURA 7.21 - TENSÃO PARA SENSIBILIDADE DE S_u	114
FIGURA 7.22 - DESVIO PADRÃO/MÉDIA PARA SENSIBILIDADE DE S_u	115

FIGURA 7.23 - COMBINAÇÃO DE CARGAS PARA SENSIBILIDADE DE SU.	116
FIGURA 7.24 - CRITÉRIO FRATURA PARA SENSIBILIDADE SU.	117
FIGURA 7.25 - VALIDAÇÃO DOS <i>LINKS</i> UTILIZADOS NOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.	118
FIGURA 7.26 - RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA DE <i>BREAKOUT</i> E INSTANTE DE FLAMBAGEM.	118
FIGURA 7.27 - DESLOCAMENTO PARA SENSIBILIDADE DE D E D/E.	121
FIGURA 7.28 - ALÇAS DE FLAMBAGEM PARA SENSIBILIDADE DE D E D/E.	122
FIGURA 7.29 - TENSÃO DE VON MISES PARA SENSIBILIDADE DE DIÂMETRO E RELAÇÃO D/E.	124
FIGURA 7.30 - COMBINAÇÃO DE CARGAS PARA SENSIBILIDADE DE D E D/E.E	125
FIGURA 7.31 - CRITÉRIO DE FRATURA PAR SENSIBILIDADE DE D E D/E.	126

Lista de Tabelas

TABELA 4.1 - CENÁRIOS DE PROJETOS DE ESTADOS LIMITES DE DUTOS COM RELAÇÃO À FRATURA.	40
TABELA 6.1 - COEFICIENTES DE FLAMBAGEM DE HOBBS.....	78
TABELA 7.1 - TABELA GUIA PARA ESCOLHA DE ANÁLISE NO SAP2000 [29].....	92
TABELA 8.1 - CONCLUSÃO DE AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA.	129
TABELA 10.1 - PONDERAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO MATERIAL DE ACORDO COM O ESTADO LIMITE ESTUDADO [30].	134
TABELA 10.2- COEFICIENTE RELACIONADO À CLASSE DE SEGURANÇA DO DUTO [30]. ..	134
TABELA 10.3 - FATOR DE PROJETO DE FADIGA [30].	134

Nomenclatura

Letras romanas maiúsculas

- A - ÁREA DE SEÇÃO TRANSVERSAL
- A_i - ÁREA INTERNA DO DUTO
- A_{lat} - ÁREA LATERAL DE CONTATO ENTRE O SOLO E A ESTRUTURA
- A_{mp} - IMPERFEIÇÃO MÁXIMA NO CENTRO DO COMPRIMENTO DO DUTO
- B - BASE DE SEÇÃO TRANSVERSAL QUADRADA
- C_{imp} - COMPRIMENTO DE METADE DA IMPERFEIÇÃO
- C_n - COEFICIENTE DIRETAMENTE RELACIONADO À DEFORMADA INICIAL DO TRECHO CENTRAL DE UMA BARRA CARREGADA AXIALMENTE
- D - DIÂMETRO EXTERNO DO DUTO
- DFF - FATOR DE PROJETO DE FADIGA
- D_0 - DEFORMAÇÃO INICIAL DO DUTO
- D_i - DIÂMETRO INTERNO DO DUTO
- E - MÓDULO DE ELASTICIDADE DO MATERIAL
- F - RELAÇÃO ENTRE A CARGA APLICADA AXIALMENTE EM UMA BARRA E O VALOR DA CARGA CRÍTICA DE FLAMBAGEM DA MESMA.
- F_F - RESISTÊNCIA PASSIVA DO SOLO
- F_l - FORÇA DE SUSTENTAÇÃO ATUANDO NO DUTO
- F_R - RESISTÊNCIA DE ATRITO DE COULOMB
- F_s - RESISTÊNCIA LATERAL TOTAL DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA
- F_{at}^a - FORÇA DE ATRITO AXIAL POR UNIDADE DE COMPRIMENTO
- F_{at}^{axial} - FORÇA DE ATRITO AXIAL
- $F_{\Delta T}$ - FORÇA ASSOCIADA À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA
- G - FATOR UTILIZADO NO MODELO DE VERLEY
- H - ESFORÇO DE TRAÇÃO RESIDUAL NO DUTO
- I - MOMENTO DE INÉRCIA MÍNIMO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

- K - CONSTANTE RELATIVA AO COMPRIMENTO EFETIVO DE FLAMBAGEM
- K_0 - FATOR UTILIZADO NO MODELO DE VERLEY
- K_c - FATOR UTILIZADO NO MODELO DE VERLEY
- K_e - CONSTANTE ELÁSTICA
- L - COMPRIMENTO DA ALÇA DE FLAMBAGEM PRINCIPAL
- L_{lat} - COMPRIMENTO LATERAL DE CONTATO ENTRE O SOLO E A ESTRUTURA
- $M_{máx}$ - MOMENTO MÁXIMO NA ALÇA DE FLAMBAGEM
- $M_p(e)$ - CAPACIDADE RESISTENTE PLÁSTICA FLEXIONAL DA SEÇÃO
- M_{sd} - MOMENTO DE PROJETO
- N - CARGA NORMAL
- N_{ef} - ESFORÇO AXIAL EFETIVO
- $N_{ef}^{Máx}$ - ESFORÇO AXIAL EFETIVO MÁXIMO
- N_i - QUANTIDADE DE CICLOS DE CARGA NECESSÁRIOS PARA A OCORRÊNCIA DA FADIGA
- P - CARGA CONCENTRADA APLICADA AXIALMENTE À BARRA
- P_{crit} - CARGA CRÍTICA DE FLAMBAGEM
- Q - CARREGAMENTO DISTRIBUÍDO
- $Q_{máx}$ - CARREGAMENTO MÁXIMO
- R - RELAÇÃO ENTRE DIÂMETRO EXTERNO (D) E ESPESSURA DA PAREDE DO DUTO (e)
- $S_p(e)$ - CAPACIDADE RESISTENTE PLÁSTICA NORMAL DA SEÇÃO
- S_{sd} - FORÇA AXIAL DE PROJETO
- S_u - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DO SOLO
- V - PESO DO DUTO, POR BRANSBY

Letras romanas minúsculas

- a - AMPLITUDE LATERAL DE OSCILAÇÃO DO DUTO
- $p_b(e)$ - PRESSÃO CONTIDA RELACIONADA À ESPESSURA DA PAREDE DO DUTO

c_1, c_2 - CONSTANTES DEPENDENTES DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL DA LINHA ELÁSTICA

e - ESPESSURA DA PAREDE DO DUTO

f_{cb} - TENSÃO MÍNIMA ENTRE f_Y E f_u PONDERADO.

f_p - TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO DO MATERIAL

f_u - TENSÃO ÚLTIMA DO MATERIAL

f_y - TENSÃO DE ESCOAMENTO DO MATERIAL

k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 - COEFICIENTES DE FLAMBAGEM DE HOBBS

l - COMPRIMENTO DA BARRA OU DO DUTO

n_i - QUANTIDADE DE CICLOS DE CARGA APLICADOS À ESTRUTURA

p_b - PRESSÃO DE PROJETO

$p_c(e)$ - PRESSÃO DE COLAPSO RELACIONADA À ESPESSURA DA PAREDE DO DUTO

p_d - PRESSÃO DE PROJETO

p_e - PRESSÃO EXTERNA

p_i - PRESSÃO INTERNA

$p_{pr}(e)$ - PRESSÃO DE PROPAGAÇÃO DE FLAMBAGEM LOCAL RELACIONADA À ESPESSURA DA PAREDE DO DUTO

p_t - PRESSÃO NO SISTEMA DE TESTE DE REFERÊNCIA NA ELEVAÇÃO DE REFERÊNCIA

v - DESLOCAMENTO LATERAL NA FLAMBAGEM

w - PESO DO DUTO

w_s - PESO SUBMERSO DO DUTO

$y_{máx}$ - DEFLEXÃO LATERAL MÁXIMA

z_1 - PROFUNDIDADE DE ASSENTAMENTO DO DUTO NO TRECHO ELÁSTICO

z_2 - PROFUNDIDADE DE ASSENTAMENTO DO DUTO NO TRECHO PLÁSTICO

z_3 - PROFUNDIDADE DE ASSENTAMENTO DO DUTO PÓS-*BREAKOUT*

Letras gregas maiúsculas

Δp_i - VARIAÇÃO DE PRESSÃO INTERNA AO DUTO

ΔT - VARIAÇÃO DE TEMPERATURA APLICADA AO MATERIAL DO DUTO

Letras gregas minúsculas

α - COEFICIENTE DE EXPANSÃO TÉRMICA

α_c - PARÂMETRO DE FLUXO DE TENSÃO

α_p - FATOR DE PRESSÃO UTILIZADO NO CRITÉRIO DE COMBINAÇÃO DE CARGAS

β - FATOR UTILIZADO NO CRITÉRIO DE COMBINAÇÃO DE CARGAS

γ_ϵ - FATOR DE RESISTÊNCIA DE DEFORMAÇÃO

γ_m - COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO RELACIONADO À RESISTÊNCIA DO MATERIAL E APLICADO DE ACORDO COM O ESTADO LIMITE ESTUDADO

γ_s - PESO ESPECÍFICO DO SOLO SECO

γ_{sc} - FATOR DE RESISTÊNCIA DEVIDO À CLASSE DE SEGURANÇA (*SAFETY CLASS*)

δ - DESLOCAMENTO LATERAL

ϵ_c - DEFORMAÇÃO RESISTENTE POR CURVATURA

ϵ_{lnom} - DEFORMAÇÃO TOTAL LONGITUDINAL NOMINAL

ϵ_{rd} - DEFORMAÇÃO RESISTENTE DE PROJETO

ϵ_{sd} - DEFORMAÇÃO SOLICITANTE DE PROJETO

μ - COEFICIENTE DE ATRITO

μ_a - COEFICIENTE DE ATRITO AXIAL (COLINEAR COM O EIXO AXIAL DO DUTO)

μ_l - COEFICIENTE DE ATRITO LATERAL (TRANSVERSAL AO EIXO AXIAL DO DUTO)

ν - COEFICIENTE DE POISSON DO MATERIAL

ρ_{cont} - DENSIDADE DO CONTEÚDO DO DUTO

$\sigma_{m\acute{a}x}$ - TENSÃO MÁXIMA NA ALÇA DE FLAMBAGEM

Glossário

AUV (Autonomus Underwater Vehicles) – veículo que viaja sem requerer um operador, diferentemente do ROV;

DWTT (Drop Weight Tear Testing) – teste de impacto utilizado para avaliar as características e a ductilidade de fraturas de aços para dutos.

FPSO (Floating Production Storage and Offloading) – tipo de navio utilizado na indústria petrolífera para exploração, armazenamento e escoamento de petróleo e gás;

Manifolds – sistema para movimentação de fluídos;

Offshore - termo utilizado para identificar toda a produção e serviços afastados da costa na indústria petrolífera;

Onshore – termo utilizado para identificar toda a produção e serviços em terra na indústria petrolífera;

Ouro Negro – termo utilizado para referir-se ao petróleo;

PLEM (Pipeline End Manifolds) – é utilizado como manifolds, para dividir o fluxo em múltiplas rotas;

PLET (Pipeline End Termination) - é o fim de um duto;

ROV (Remotely Operated Vehicles) – veículo submersível operado remotamente por uma pessoa a bordo de uma embarcação. Utilizado para montar e supervisionar montagens de equipamentos de exploração e produção de petróleo em grandes profundidades;

TLD (Teste de longa duração) – teste que objetiva obter parâmetros que permitam avaliar a descoberta de poços de petróleo;

1 Histórico

Objetivando motivar o conhecimento de tecnologias associadas à exploração, transporte e refino do petróleo, é apresentado neste item um breve histórico acerca do petróleo no Brasil e no mundo. O mesmo também exemplifica alguns dos desafios encontrados pela Petrobras no desenvolvimento de novas tecnologias associadas à exploração em águas profundas e ultraprofundas.

1.1 Histórico do petróleo no mundo

Os primeiros afloramentos de petróleo ocorreram em 1850. Registros afirmam que a indústria petrolífera moderna começou em Titusville, na Pensilvânia, onde o petróleo brotava *onshore*. Em pouco tempo, as primeiras companhias anglo americanas dominaram a região passando a realizar todas as operações de exploração, transporte e comercialização do petróleo. A quantidade de torres formava verdadeiras fazendas de exploração na região da Pensilvânia (Figura 1.1 e 1.2).



Figura 1.1 - Torres de prospecção de petróleo na Pensilvânia [1].



Figura 1.2 - Torres de prospecção de petróleo na Pensilvânia [2].

Na mesma época, surgia aquele que viria a ser tornar mais tarde o homem mais rico do mundo, fazendo sua fortuna baseado nas atividades de transporte, refino e comercialização do petróleo, John Rockefeller. Em 1870, Rockefeller fundou a Standard Oil Company e revolucionou a área logística ligada ao óleo. Mais tarde, em 1890, por pressão de outras empresas menores do ramo ele seria obrigado a dividir a sua em 34 partes como tentativa diminuir sua influência no mercado.

A difusão e a corrida pelo "Ouro Negro" logo se espalhou por outros continentes. Em 1901, a expansão chegava ao Azerbaijão onde foram encontrados os

primeiros grandes campos de exploração do mundo. Em seguida, no início do século XX, alguns países do hemisfério Sul tiveram suas áreas amplamente estudadas por geólogos em busca de petróleo. Entretanto, a maioria destes não tinha condição de explorar, transportar ou refinar o mesmo, levando-os a se submeterem a acordos com empresas que já detinham o domínio de toda a indústria, originárias da Europa e dos Estados Unidos.

Mais tarde, no período de entre guerras, a demanda não era mais compatível com a oferta, fazendo com que o preço do petróleo caísse consideravelmente e levando as sete principais empresas do mundo, conhecidas como as sete irmãs (Figura 1.3), a negociarem e estabelecerem estratégias de controle de preço e produção, formando um cartel.



Figura 1.3 - Sete irmãs do petróleo [3].

A partir de então, o domínio do petróleo começou a se tornar uma condição estratégica no cenário mundial. Surgia o período onde os países do hemisfério Sul começavam a perceber a amplitude a este óleo antes majoritariamente explorado pelas grandes empresas sediadas em países do hemisfério norte. Ao mesmo tempo, nos Estados Unidos, a demanda por derivados do petróleo já havia crescido demasiadamente e a produção local já não supria mais as necessidades internas.

Pouco tempo depois, em 1960, movidos pelos movimentos nacionalistas do petróleo, países do hemisfério Sul liderados por Perez Alfonso e Abdullah Tariki, se uniram formando a OPEP (Organização dos Países Exportadores do Petróleo) na tentativa de fazer frente ao monopólio das empresas do Norte. Até os dias de hoje, a OPEP é responsável pelo controle de grande parte das reservas de petróleo do mundo.

Neste período, alguns países da Europa também começaram a se movimentar de modo a desestruturar o monopólio das grandes empresas de petróleo, também instaladas na região. Para tal, os mesmos criaram empresas governamentais de exploração. Dentre os acontecimentos mais importantes destacam-se a criação, por Enrico Mattei na Itália, de uma indústria capaz de refinar e tratar o material bruto, além de descobertas francesas do "Ouro Negro" e gás na região Saariana.

Devido à fomentação de revoluções por todo o mundo e movimentos relacionados à exploração mundial, a OPEP percebeu que o petróleo poderia se tornar uma arma poderosa e que 50% do domínio deste estava sob seu controle. Com o objetivo de aumentar seus lucros, Egito e Síria apoiados pela Jordânia atacaram Israel em 1973 no dia do Yom Kipur, pegando os desprevenidos. Ao mesmo tempo, os Estados Unidos que passava por períodos econômicos instáveis se manifestou a favor de Israel gerando extrema insatisfação da oposição e ocasionando o aumento do preço do petróleo cru em 70% e um corte de 5%, aprovados pela OPEP em reunião no Kuwait. A pressão gerada pela decisão trouxe o cessar fogo para que a crise fosse impedida.

Mais tarde, em 1990, Saddam Hussein invadiria o Kuwait e se apoderaria das riquezas da região tornando-se o responsável por 1/5 da produção mundial. Entretanto, este domínio durou pouco e as Nações Unidas lideradas pelos Estados Unidos organizaram uma coligação de 30 países para condenar a invasão, bombardear, em 1991, a infraestrutura do Iraque e arrasar com as tropas de ocupação de Saddam. A única forma de retaliação encontrada pelo líder Iraquiano foi à ordem para que todos os poços do Kuwait fossem sabotados, evitando sua exploração nos próximos anos.

Em 2001, a ocorrência do atentado às torres gêmeas fez com que os Estados Unidos tivessem que procurar alternativas às reservas da Arábia Saudita, uma vez que o país era apontado como envolvido nos ataques. O então presidente George W. Bush tinha interesse em explorar seu domínio no Iraque, entretanto, havia uma grande resistência da população do país ao domínio norte americano, esgotando suas maiores possibilidades de exploração [4]. A população norte-americana, guiada pela política criada de consumismo, era o país onde mais se dirigia, suas construções eram 65% maiores e havia necessidade de importar 60% do petróleo consumido no país [4]. A opção encontrada para solucionar o problema encontrava-se na Rússia.

Com a situação estabilizada na Rússia e a necessidade de Bush obter novas fontes de petróleo, em 2002, os dois países firmaram um acordo que permitiria que os Estados Unidos tivessem acesso a uma nova fonte de petróleo e que os russos tivessem acesso às novas tecnologias do ramo. Um oleoduto de mais de 2500 quilômetros foi construído ligando a Sibéria à Murmansk, o único porto sem gelo o ano todo na Rússia.

Como se pode perceber os mais de 150 anos de petróleo serviram para mostrar como este óleo se tornou o mais importante do mundo e porque diversas guerras foram travadas pelo controle da extração, do refino e do transporte do "Ouro Negro".

1.2 A história do petróleo e do Pré-Sal no Brasil

A história do petróleo no Brasil começou um pouco depois da difusão da corrida pelo "Ouro Negro" passar a ser uma questão mundial. Em 1930, Manoel Ignácio de Bastos (Engenheiro Agrônomo) e Oscar Cordeiro (Presidente da Bolsa de Mercadoria e Futuro) encontraram o óleo na região de Lobato, na Bahia. Apesar de o petróleo não ser difundido no Brasil na época, os dois resolveram comunicar à instituição que seria responsável por regularizar e autorizar a descoberta, o Departamento de Produção Mineral. Entretanto, os dois foram tomados como impertinentes por tentativa de exploração e ignorados pela instituição.

Um ano depois, Monteiro Lobato, depois de muita persistência conseguiu criar a Companhia de Petróleo Nacional e iniciou o fomento deste mercado no país. Em 1939, o governo decidiu investir na perfuração do primeiro poço com sucesso na cidade da Bahia indicada por Oscar e Manoel nove anos antes.

Em seguida, com a entrada do governo militar, o estatuto do petróleo abriu as portas do domínio do mesmo pelos brasileiros e prontamente campanhas intituladas de "O Petróleo é nosso" foram criadas, gerando diversos movimentos pela defesa da riqueza brasileira.

Logo após o governo militar, Getúlio Vargas foi eleito, alavancando a campanha nacionalista do petróleo e impulsionando a indústria. Em 1953, criou a estatal Petrobras e em 1954 cometeu suicídio deixando a estatal como sua maior herança para a indústria no Brasil. Posteriormente, a entrada de Juscelino Kubitschek na presidência e suas políticas desenvolvimentistas trouxeram estradas, indústrias e transporte. A modernização e o desenvolvimento aumentaram a demanda por derivados do petróleo.

A Petrobras começou a fabricar gasolina e o Brasil investiu na perfuração do seu primeiro poço *offshore* no campo de Guaricema, perfurado em setembro de 1968.

Em 1974, as imensas jazidas da bacia de Campos foram descobertas na costa do estado do Rio de Janeiro [5]. Entretanto, pesquisas da época já indicavam que a bacia se estendia para águas profundas, estas até então eram um terreno desconhecido na exploração mundial. A Petrobras assumiu o papel pioneiro e passou a desenvolver tecnologias para exploração em águas profundas e ultraprofundas desde então.

1.3 Desafios do presente e do futuro do Pré-Sal no Brasil

Conforme introduzido no Item 1.2, o Pré-Sal ampliou os horizontes da exploração do petróleo no Brasil e no mundo. As reservas localizadas a aproximadamente 300 km da costa entre os estados de Santa Catarina e Espírito Santo são as maiores encontradas nos últimos 10 anos. A profundidade de exploração traz consigo as dificuldades de monitoramento, implantação e operação, podendo chegar a 7000 metros de profundidade de perfuração, sendo 2000 metros de água e 5000 metros de sedimentos, conforme apresentado na Figura 1.4.

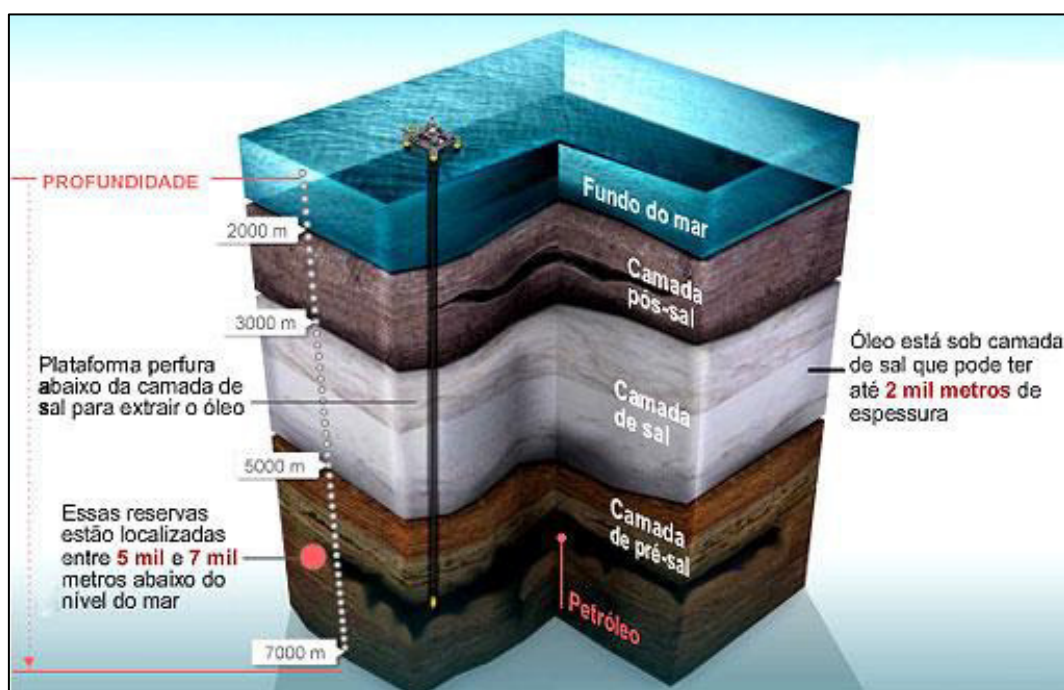


Figura 1.4 - Camadas a serem perfuradas para exploração do Pré-Sal [6].

O primeiro poço encontrado na camada do Pré-Sal foi localizado na região denominada de Tupi. Neste poço, um FPSO (*Floating Production Storage and Offloading*) foi utilizado para realizar o TLD (*Teste de Longa Duração*) do furo.

Constatou-se, na época, que o reservatório possuía entre cinco e oito bilhões de barris e apresentava condições estáveis que justificavam maiores investimentos em sua exploração.

Entretanto, explorar águas ultraprofundas trouxe dificuldades como da temperatura extremamente baixa, a pressão extremamente alta quando comparada com a Bacia de Campos, a baixa visibilidade e a corrosão. E estas dificuldades geraram desenvolvimento de pesquisas em vários ramos nos anos seguintes. Outro fator importante ocasionado pela transição para a exploração em águas ultraprofundas foi a questão logística. Localizados à 300 km da costa todo o transporte de pessoas e fluídos necessita de maior atenção para que acidentes sejam evitados e as viagens sejam realizadas com a maior eficiência possível. Logo, conforme visto em outras épocas do desenvolvimento da indústria do petróleo, os dutos tornaram-se aliados ainda maiores no transporte de óleo e gás, conforme é apresentado no Item 2.

2 Introdução

A utilização de dutos para transporte de gás e óleo vem sendo adotada ao longo dos anos com o intuito de vencer grandes distâncias, substituindo meios de transporte convencionais como caminhões e navios. A Petrobras foi responsável pela construção de mais de quatro mil quilômetros de dutos em menos de 10 anos, fazendo com que a malha brasileira atingisse dez mil quilômetros de gasodutos no final de 2014. Segundo pesquisas realizadas pela empresa norte americana *Quest Offshore*, o Brasil deve ser responsável por 19% da produção de dutos de todo o mundo entre 2012 e 2017, o que representa um acréscimo de 79% quando comparado ao período de 2006 a 2011. A estimativa é de que sejam implantados 5,0 mil quilômetros de dutos de 14 polegadas (aproximadamente 0,356m) e mais 2,0 mil quilômetros de dutos de diâmetro entre 20 e 24 polegadas (aproximadamente 0,508 e 0,610m).

O transporte do petróleo retirado do Pré-Sal trouxe novos desafios à indústria de dutos. Dutos apoiados em solo (*pipelines*) e dutos suspensos como *risers* e *jumpers* são responsáveis pela realização do transporte do óleo extraído a 7,0 mil metros de profundidade para as plataformas de petróleo ou para a costa.

Os *risers* são dutos suspensos responsáveis por transportar o óleo do poço para a plataforma, podendo ser dutos de reinjeção e exportação. A Figura 2.1 apresenta um exemplo de duto suspenso utilizado em plataforma flutuante. Na mesma figura, pode-se notar que estes possuem uma configuração em catenária e, neste caso possuem, bóias intermediárias. O dimensionamento de dutos suspensos é alvo de diversas pesquisas envolvendo cálculos estruturais, carregamentos extremos de correntes marinhas e maré, carregamentos cíclicos (fadiga) e técnicas específicas que possam auxiliar a mitigação de efeitos estruturais relacionados ao complexo ambiente submerso.

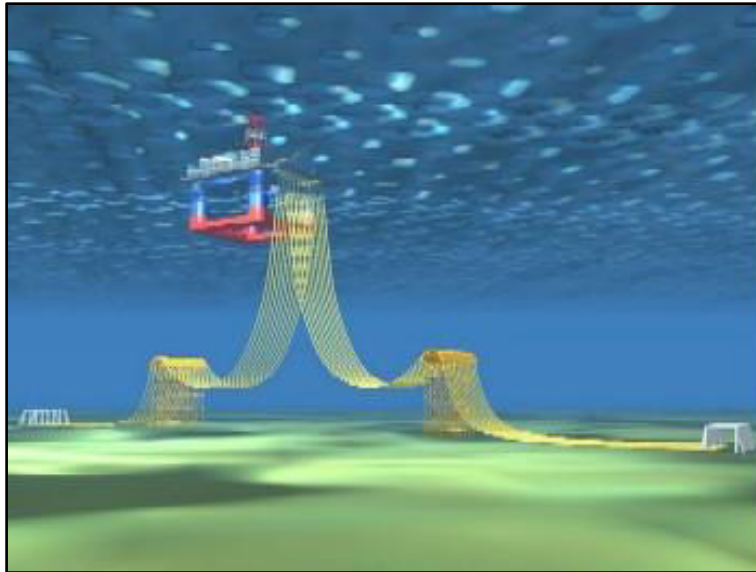


Figura 2.1 - Exemplo de risers [7].

Os *jumpers* são dutos responsáveis pela interligação de dois componentes de produção submarinos, podendo ser eles PLEM, PLET, *Risers*, *Manifolds*, Árvores de Natal, entre outros. A Figura 2.2 apresenta um exemplo de *Jumper* rígido.



Figura 2.2 - Jumper rígido [8].

Outro tipo de duto utilizado são os *pipelines*, dutos apoiados em solo marinho responsáveis por transportar o petróleo por extensões que variam de acordo com o projeto. Este tipo estrutura pode ser projetada de diversas formas quanto à sua posição (mais ou menos enterrado), quanto aos seus dispositivos de prevenção de flambagem e quanto à forma com que ele se comporta durante sua vida útil. Entretanto, tecnologias e pesquisas ainda estão sendo desenvolvidas nesta área, uma vez que devido às condições de contorno o mesmo pode possuir grande suscetibilidade ao fenômeno de flambagem.

Como objetivo deste trabalho, busca-se avaliar e comparar os resultados de um método de analítico com dois *softwares* de elementos finitos: SAP 2000 (não convencionalmente utilizado para dutos submarinos) e ABAQUS (convencionalmente utilizado para dutos submarinos). Por outro lado, o estudo visa apresentar também análises de sensibilidade dos principais parâmetros envolvidos nas análises, utilizando-se de um método específico para representar a interação solo-estrutura.

3 Carregamentos

Com o objetivo de aprimorar os estudos relativos a *pipelines*, este capítulo introduz alguns conceitos básicos acerca dos carregamentos aos quais estas estruturas podem estar submetidas.

O petróleo confinado encontra-se submetido a pressões e temperaturas de grande magnitude. Estes carregamentos são transmitidos diretamente aos dutos responsáveis por seu transporte. Ou seja, internamente, o duto deve conter tecnologias capazes de diminuir os efeitos maléficos localizados destas cargas.

Por outro lado, o ambiente marinho, devido à sua profundidade, embebe o elemento de transporte em suas condições naturais e também extremas. Neste caso, as temperaturas encontradas na água são extremamente baixas e a profundidade acrescenta pressões externas à estrutura.

Portanto, faz-se necessário avaliar os efeitos aos quais estas condições de contorno submeteram o duto e, principalmente, como o elemento se comporta quando submetido a estes carregamentos. A seguir, são brevemente apresentadas as possíveis condições ambientais.

3.1 Condições externas ao duto

Conforme previamente citado, as condições marinhas encontradas em profundidades próximas a 2000 metros de profundidade influenciam diretamente nos projetos de dutos. Considerando a densidade da água do mar como aproximadamente constante, pode-se apresentar a Figura 3.1 com a variação de pressão linearmente dependente da profundidade.

Sabe-se ainda que a temperatura marinha varia de forma não linear de acordo com a profundidade. Esse fenômeno ocorre pois o calor presente em ambiente marinho está diretamente associado ao Sol. Com isso, pesquisas indicam a temperatura à 2000 metros de profundidade é estimada abaixo de 5,0 graus Celsius, conforme apresentado na Figura 3.2 que explicita a variação da mesma com a profundidade. Este decaimento ocorre pois a maior parte da energia que chega à superfície marinha é absorvida nos primeiros 100 metros de profundidade, conforme visto na Figura 3.3 que apresenta o gráfico de energia transmitida versus o comprimento de onda da luz para algumas

profundidades. Nota-se que conforme a profundidade aumenta, menos energia é recebida pela água.

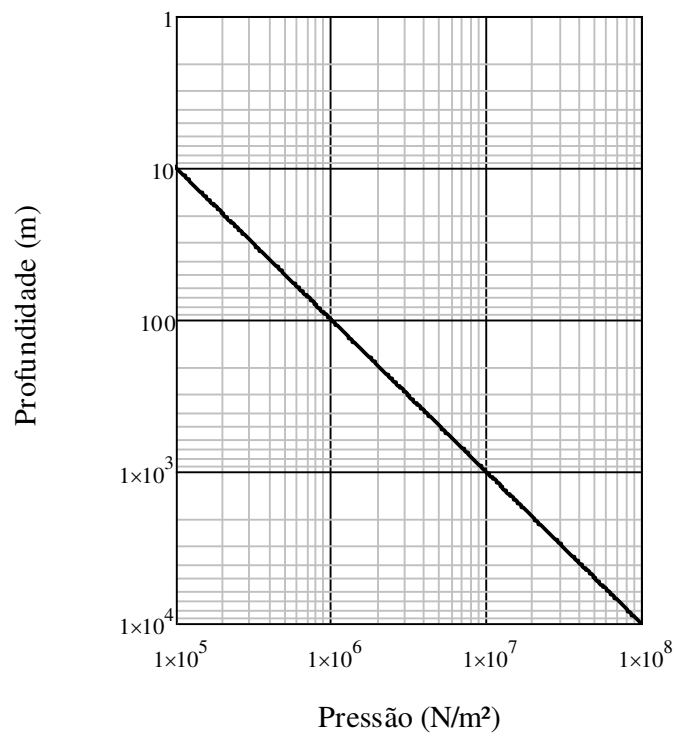


Figura 3.1 - Variação de pressão de acordo com a profundidade [9].

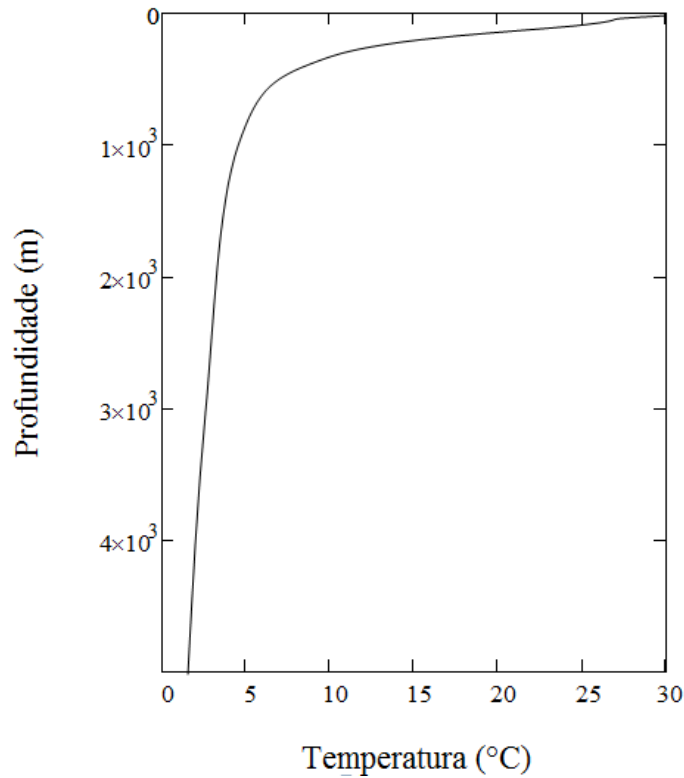


Figura 3.2 - Variação de temperatura de acordo com a profundidade [7].

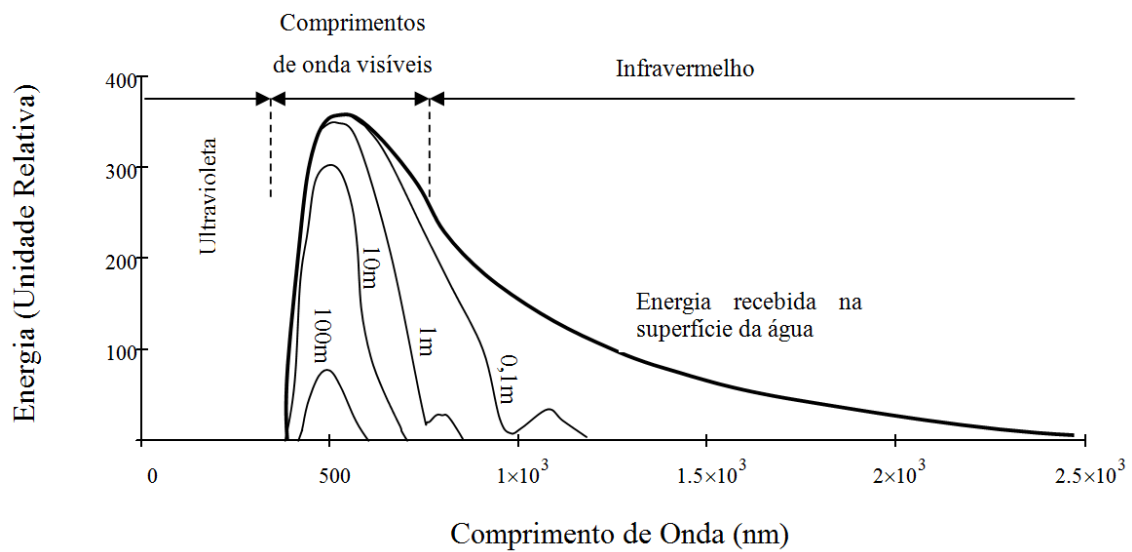


Figura 3.3 - Transmissão de energia para diferentes comprimentos de onda e profundidades [9].

Portanto, os dutos apoiados em solo marinho encontram-se submetidos a temperaturas em torno de 5,0 graus Celsius e pressões externas de grande magnitude e linearmente dependentes da profundidade onde estão instalados.

3.2 Condições internas ao duto em operação

Conforme estudado previamente, dutos em fase de instalação ou manutenção não sofrem variações bruscas de temperatura. Ainda que a temperatura encontrada a 2000 metros de profundidade seja algo entorno de 5,0 graus Celsius, a variação de temperatura ao qual o duto seria submetido seria da faixa de 20 graus Celsius, e gradativa no tempo de instalação. Entretanto, se o mesmo duto for colocado em operação este recebe o óleo confinado a temperaturas que podem chegar a 150 graus Celsius [10] e pressões de 1000 atm. Esta temperatura faz com que a estrutura seja submetida subitamente a variações de temperatura de grande magnitude. Estas situações são alvo deste trabalho, objetivando entender e estimar como este carregamento pode influenciar na flambagem quando associado à interação solo-estrutura.

Por outro lado, as pressões as quais o duto é submetido quando em operação fazem com que exista uma tendência de expansão em contraposição à tensão de esmagamento à qual o duto é submetido por estar imerso no mar. Estas pressões, quando combinadas a pequenas deformações, geram esforços transversais ao eixo axial do duto; este conceito é apresentado com maior detalhe no item 4.5.2.

3.3 Ondas

O comportamento e as condições de contorno do solo marinho variam conforme a profundidade. Segundo as teorias de onda de Airy e Stokes, conforme a profundidade aumenta as velocidades e acelerações da onda diminuem exponencialmente. Aplicando a formulação de Morisson para obter as forças pode-se perceber que as forças devido às ondas são praticamente nulas para águas profundas. Logo, existe a necessidade de consideração de efeito de ondas em projetos de *risers*, mas é desprezado este efeito no caso de *pipelines* instalados em águas profundas.

3.4 Fauna

Os carregamentos supracitados são, em sua maioria, possíveis de estimar. Entretanto, outros carregamentos podem ocorrer devido à fauna marinha e condições inerentes ao meio. Dependendo da profundidade na qual o duto for instalado, animais de grande porte podem tentar danificar os elementos estruturais. Na Figura 3.4, apresenta-se uma imagem filmada por um ROV, onde um tubarão ataca um cabo. Esse tipo de carregamento não é tratado no presente trabalho.



Figura 3.4 - Cabo atacado por tubarão e filmado por ROV [11].

4 Flambagem

4.1 Introdução

A flambagem é o efeito ocorrido quando, devido às cargas axiais críticas, um corpo encontra na deflexão lateral uma forma de aliviar as tensões. Um corpo de prova ideal, conforme sugerido por Euler, seria capaz de resistir a cargas axiais altíssimas sem se deslocar lateralmente até atingir a carga crítica, rompendo repentina e totalmente devido aos efeitos da deflexão lateral, conforme apresentado na Figura 4.1. Entretanto, sabe-se que não existem formas de reproduzir o corpo de prova idealizado por Euler e, portanto, a flambagem ideal não é alvo deste estudo dando-se prioridade às estruturas reais.

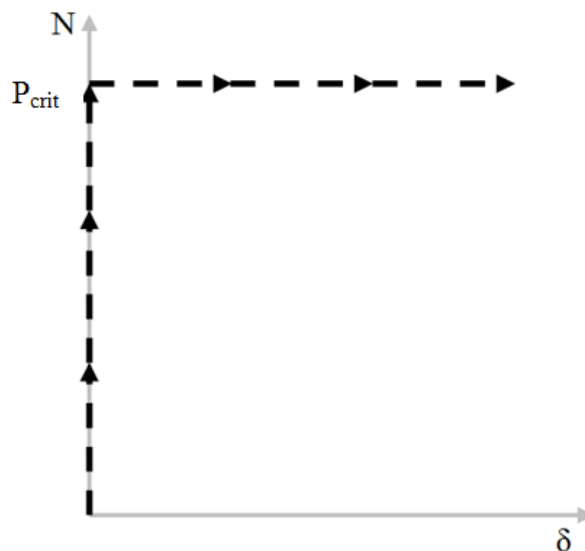


Figura 4.1 - Diagramas de força-deslocamento em colunas.

A flambagem desperta o interesse de diversas áreas da engenharia estrutural, uma vez que peças esbeltas comprimidas por magnitudes específicas de carregamento podem estar sujeitas aos efeitos desse fenômeno. Pilares esbeltos (Figura 4.2) e diagonais de tesouras de telhado (Figura 4.3) são exemplos comuns de elementos comprimidos que demandam atenção especial com relação ao assunto abordado. Nestes casos, não existe interesse em controlar os efeitos pós flambagem, uma vez que a ocorrência de deslocamentos laterais excessivos nestas peças pode ocasionar o colapso da estrutura como um todo; na maioria das estruturas deseja-se evitar completamente que isto ocorra.



Figura 4.2 - Pilar esbelto [12].



Figura 4.3 - Tesoura de telhado [13].

Entretanto, no caso de dutos submarinos a estrutura é, em geral, extremamente esbelta devido à relação entre seu comprimento e as propriedades da seção transversal, área e inércia. Normalmente, esta relação é muito maior que as encontradas peças como pilares e diagonais. Portanto, neste caso, torna-se necessário conhecer um pouco mais o fenômeno da flambagem como um todo, na tentativa de controlar seus efeitos ou mitigá-los. Os itens subsequentes resumem alguns estudos acerca deste fenômeno.

Destaca-se que, apesar da flambagem local, que é definida no Item 4.4.2.1, também ser alvo de estudos, a flambagem global é o foco neste item sendo sempre explicitado quando houver necessidade de fazer referência ao fenômeno na sua forma local.

4.2 Equação diferencial para flambagem de colunas

A Equação 4.1 representa a relação momento curvatura para uma barra sob flexão. De posse desta, pode-se considerar uma pequena deflexão na coluna, conforme apresentado na Figura 4.4, que é responsável por introduzir o momento na mesma; este é dado pela Equação 4.2 apresentada como a multiplicação da força P de compressão axial pela deflexão lateral v . Portanto, substituindo a Equação 4.2 na Equação 4.1 pode-se obter 4.3 a ser solucionada. Acrescenta-se que a coluna adotada é bi rotulada e tem comprimento L .

Considerando a solução geral da equação diferencial como a apresentada na Equação 4.4, pode-se obter a segunda derivada da mesma, conforme apresentado na Equação 4.5. Substituindo ambas na Equação 4.3 pode-se obter a Equação 4.6. Portanto, como a segunda parcela desta multiplicação não pode ser nula pode-se obter o valor de k igualando a primeira parcela a zero, conforme apresentado na Equação 4.7.

$$E \cdot I \cdot v'' = M \quad [4.1]$$

$$M = -v \cdot P \quad [4.2]$$

$$E \cdot I \cdot v'' + v \cdot P = 0 \quad [4.3]$$

$$v(x) = c_1 \cdot \sin(k \cdot x) + c_2 \cdot \cos(k \cdot x) \quad [4.4]$$

$$v''(x) = -c_1 \cdot k^2 \cdot \sin(k \cdot x) - c_2 \cdot k^2 \cdot \cos(k \cdot x) \quad [4.5]$$

$$\left(-k^2 + \frac{P}{E \cdot I}\right) (c_1 \cdot \sin(k \cdot x) - c_2 \cdot \cos(k \cdot x)) = 0 \quad [4.6]$$

$$k = \sqrt{\frac{P}{E \cdot I}} \quad [4.7]$$

onde:

- E - módulo de elasticidade do material;
- I - momento de inércia mínimo da seção transversal;
- v - deflexão transversal da coluna;
- v'' - segunda derivada da deflexão lateral da coluna;
- P - carga concentrada aplicada axialmente à barra;
- M - momento fletor;
- x - eixo apresentado na Figura 4.4;

c_1, c_2 - constantes dependentes das condições de contorno da equação diferencial da linha elástica.

Por outro lado, utilizando as condições de contorno que garantem deslocamento nulo nas extremidades da barra bi-rotulada, pode-se obter as conclusões dadas pelas Equações 4.8 e 4.9. Resolvendo, portanto, a Equação 4.9, pode-se dizer que para que o seno seja nulo é necessário que ocorra a igualdade apresentada na Equação 4.10.

$$se v(0,0) = 0,0; então c_2 = 0,0 \quad [4.8]$$

$$se v(L) = 0,0; então c_1 \cdot \sin(k \cdot L) = 0,0 e \quad [4.9]$$

$$k \cdot L = \pi \cdot n; \text{ sendo } n = 0, 1, 2 \dots \quad [4.10]$$

onde:

L - comprimento da coluna.

Portanto, substituindo a Equação 4.10 em 4.7 pode-se obter a Equação 4.11, onde o $n=1,0$ representa a carga crítica de flambagem.

$$P = \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2}, n = 1, 2, 3 \dots \quad [4.11]$$

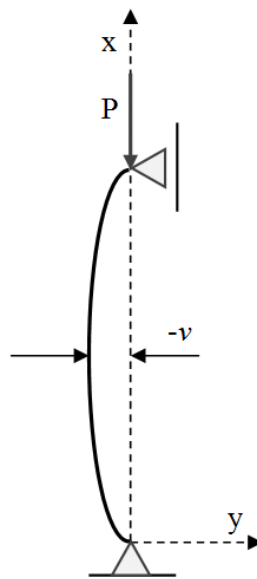


Figura 4.4 - Coluna para obtenção da solução por equação diferencial [14].

Pode-se obter ainda valor da deflexão no ponto central conforme apresentado na Equação 4.12. Esta apresenta com clareza o conceito de modos de flambagem, mostrando que existem diversas possibilidades de deformada para uma mesma condição de contorno. Entretanto, neste caso é simples encontrar o deslocamento que é responsável pelo menor P_{crit} , uma vez que este varia em uma relação diretamente quadrática com número n, fazendo com que o n que leva à carga mínima seja igual a 1, conforme previamente explicado.

$$v = C_n \cdot \sin\left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{L}\right), n = 1, 2, 3 \dots \quad [4.12]$$

onde:

C_n - coeficiente diretamente relacionado à deformada inicial do trecho central de uma barra carregada axialmente.

Logo, de forma ilustrativa para este exemplo, e procurando introduzir os próximos conceitos a serem abordados, a Figura 4.5 apresenta os três primeiros modos de flambagem da barra exemplificada para um deslocamento lateral igual a 0,10 metros e um comprimento da barra de 10 metros. O Item 4.3 apresenta melhor o conceito de modos de flambagem em *pipelines*.

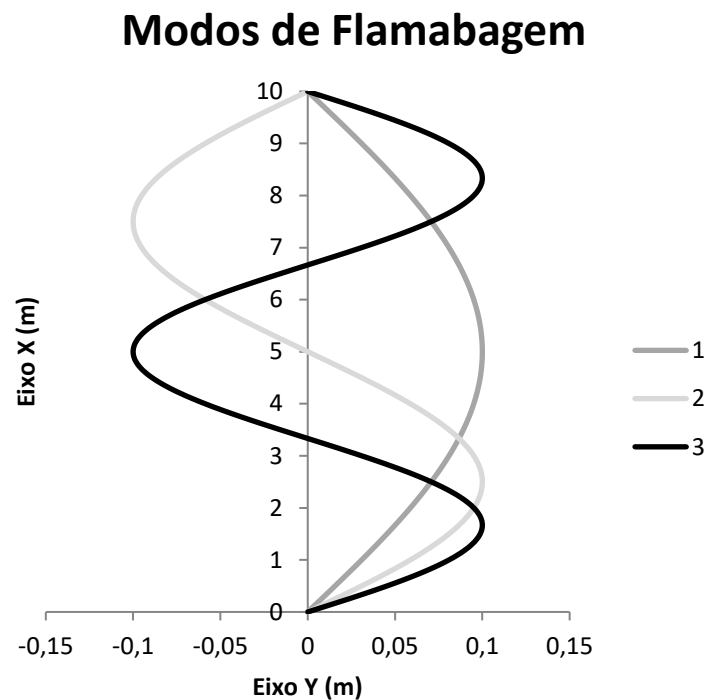


Figura 4.5 - Modos de flambagem para exemplo simples.

4.2.1 Exemplo de flambagem

O exemplo de flambagem utilizado não é exatamente igual aos modelos de interação solo-duto, uma vez que neste item objetiva-se somente exemplificar os efeitos da flambagem em termos de esforços. A Figura 4.6 apresenta o modelo a ser analisado. Neste modelo os valores adotados são:

- comprimento do duto: $L = 10$ m;
- diâmetro externo do duto: $D = 0,50$ m;
- diâmetro interno do duto: $D_i = 0,40$ m;
- força lateral de iniciação de flambagem: $w = 1,0$ N;

- módulo de elasticidade do aço: $E = 210 \text{ GPa}$;
- constante relativa ao comprimento efetivo de flambagem: $K = 1,0$;
- inércia da seção: $I = 1,81 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$;
- coeficiente de expansão térmica: $\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$;

O valor de P_{crit} da estrutura pode ser obtido através da Equação 4.13. Utilizando a forma diferencial apresentada na Equação 4.1, pode-se obter a linha elástica, conforme apresentado na Equação 4.14. Nota-se que neste caso os valores de P e da variável k são dados sempre por uma porcentagem F do P_{crit} , conforme apresentado nas Equações 4.14 e 4.15. A Equação 4.16 apresenta o coeficiente necessário aos cálculos anteriores.

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} = 37540 \text{ kN} \quad [\text{ 4.13 }]$$

$$v(x, F) =$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{w}{(P(F) \cdot k(F)^2)} \cdot \left(\begin{array}{l} \left\{ \cos[k(F) \cdot x] \right\} + \\ \left(\left\{ \frac{1 - \cos[k(F) \cdot L]}{\sin[k(F) \cdot L]} \right\} \cdot \right. \\ \left. \sin[k(F) \cdot x] \right) \end{array} \right), \text{ se } P(F) \neq 0 \\ \frac{w \cdot x}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3), \text{ se } P(F) = 0 \end{array} \right. \quad [\text{ 4.14 }]$$

$$P(F) = F \cdot P_{crit} \quad [\text{ 4.15 }]$$

$$k(F) = \sqrt{\frac{P(F)}{E \cdot I}} \quad [\text{ 4.16 }]$$

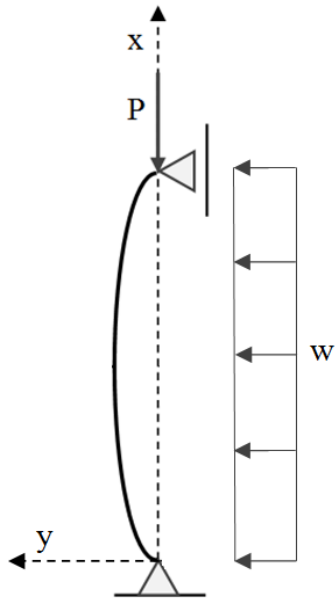


Figura 4.6 - Modelo para exemplificar flambagem.

onde:

K - constante relativa ao comprimento efetivo de flambagem;

P_{crit} - carga crítica de flambagem;

F - relação entre a carga aplicada em uma barra e o valor da carga crítica de flambagem da mesma;

w - peso do duto.

Pode-se então obter os gráficos de deslocamento para determinados valores de carga relacionados à carga crítica pela fator F , conforme apresentado na Figura 4.7. Obtêm-se ainda os valores de momento ao longo da coluna simplesmente multiplicando $v(x,F)$ (deslocamento com relação ao fator F e à posição x) pelo valor da força $P(F)$ (força de compressão com relação ao fato F). Os digramas de momento para alguns valores de F podem ser encontrados na Figura 4.8.

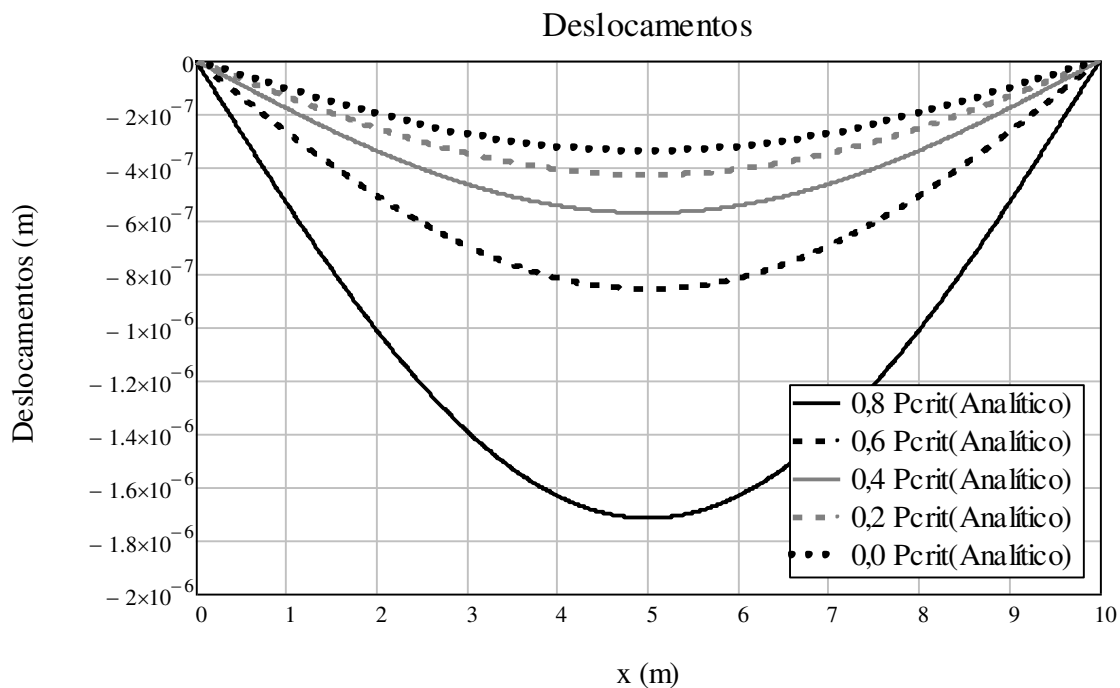


Figura 4.7 - Linha elástica exemplo ilustrativo de flambagem.

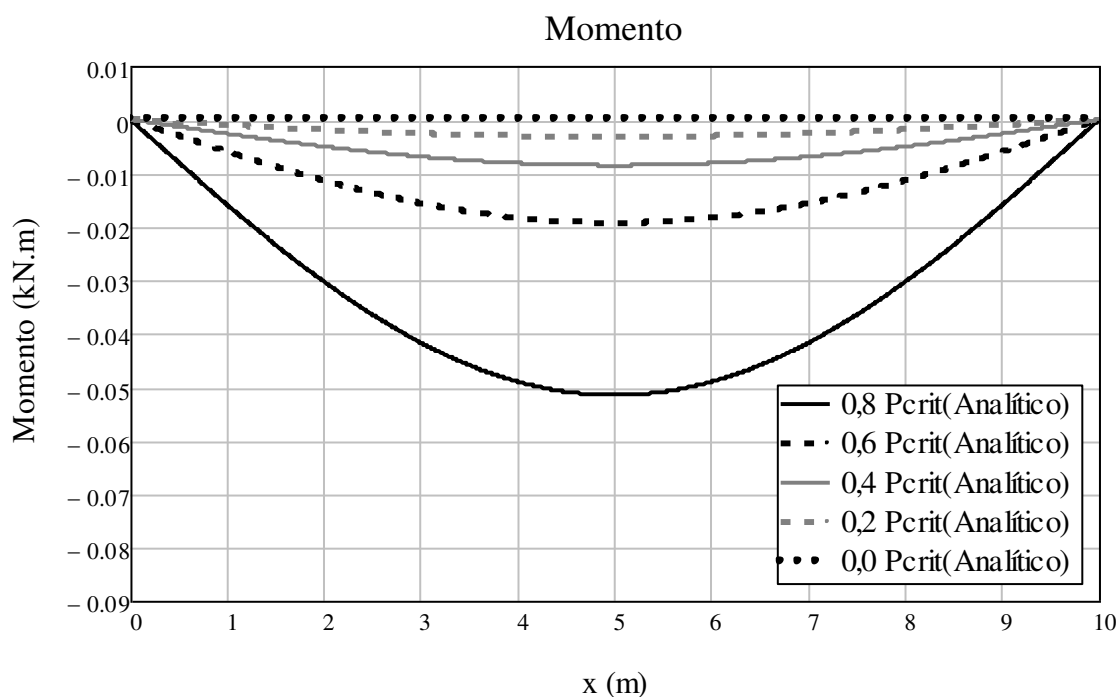


Figura 4.8 - Diagrama de momentos exemplo ilustrativo de flambagem.

É interessante observar nas Figuras apresentadas que apesar o fato F aumentar a cada 20% os deslocamentos e os valores de momento não aumentam linearmente. Ou seja, quando a força passa de 60% para 80% de P_{crit} os acréscimos de momento são

muito maiores que os acréscimos de momento observados de 40% para 60%. O mesmo fenômeno pode ser observado nos deslocamentos.

Para ilustrar o problema é apresentado na Figura 4.9 um gráfico do desenvolvimento do momento na seção central da barra com relação ao aumento do fator F de 0,0% a 99%, uma vez que quando a força se aproxima do P_{crit} da barra o deslocamento tende para o infinito, conforme esperado.

Por fim, sabe-se que o desenvolvimento do momento ao longo da coluna depende diretamente do deslocamento ocorrido. Por outro lado, o esforço normal é dependente do ângulo da coluna com a horizontal, ou seja, conforme estudado anteriormente, a deflexão lateral ocorre para diminuir o esforço normal na barra, portanto, quanto maior for o ângulo, menor é o esforços normal, para o caso sem aplicação de atrito. A Figura 4.10 apresenta o desenvolvimento dos ângulos com o eixo horizontal ao longo do seu comprimento para vários valores de F.

Novamente, nota-se que conforme se aumenta o valor da força P de compressão, os ângulos nas extremidades aumentam de acordo com uma relação não linear, conforme observado na Figura 4.7.

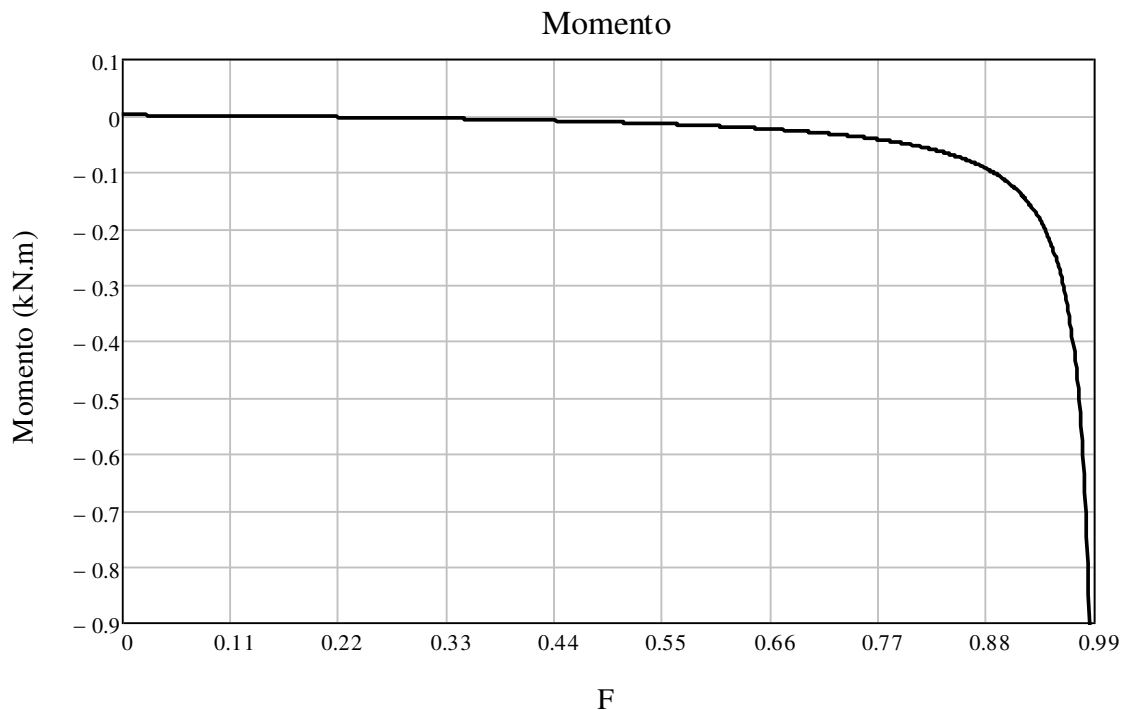


Figura 4.9 - Desenvolvimento do momento na seção central.

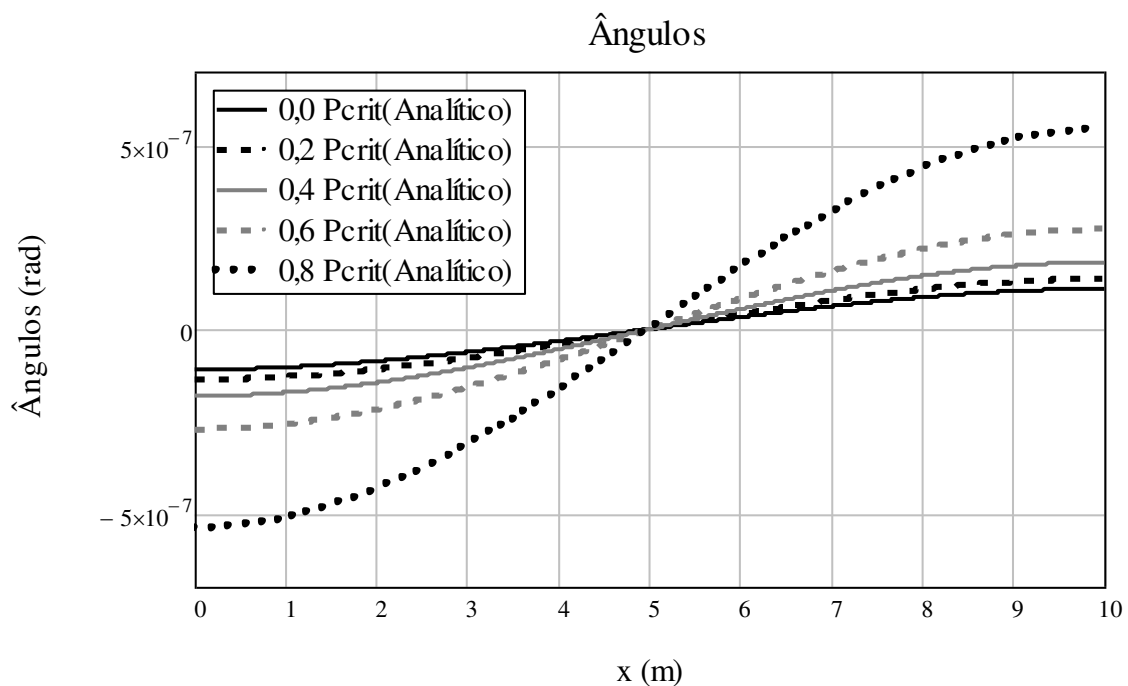


Figura 4.10 - Desenvolvimento da angulação da coluna com relação ao aumento da força normal

4.3 Modos de flambagem

Estes modos são responsáveis por reger e identificar a deformada da estrutura. Existem infinitos modos de flambagem que podem ocorrer dependendo das condições de contorno, conforme apresentado no item 4.2.

Por exemplo, no modelo simplificado de HOBBS [15], que é detalhado posteriormente no Item 6, admite-se que a flambagem de um duto apoiado em solo sob determinadas condições de contorno pode ocorrer conforme um dos quatro modos apresentados na Figura 4.11. Pode-se identificar que todos os quatro possuem um comprimento aqui apresentado como L . Este comprimento é definido com o comprimento de alça de flambagem. Os modos 3 e 4 possuem ainda pequenas deformações laterais adjacentes às principais chamadas alças secundárias.

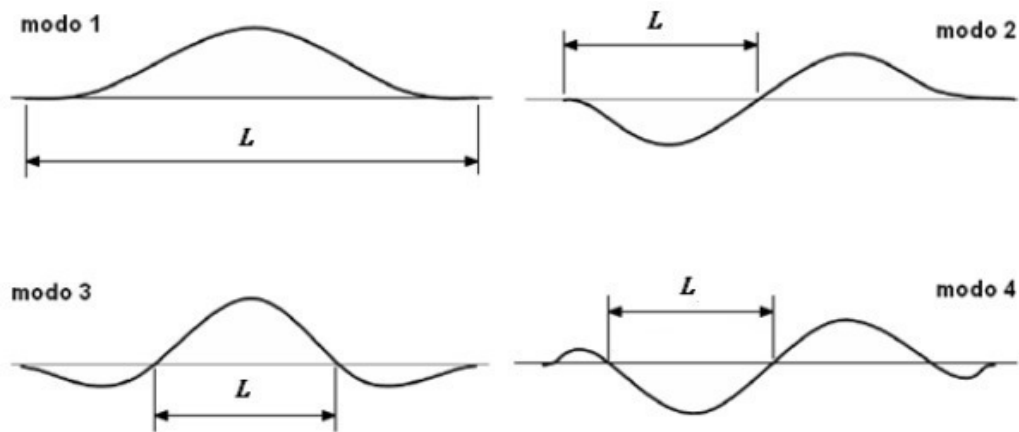


Figura 4.11 - Modos de flambagem [15].

Modelos mais sofisticados, incluindo deformações laterais iniciais e realizados em Elementos Finitos anteriormente pelo autor, sugerem que, para determinadas condições de contorno, o modo apresentado como 3 por HOBBS ocorre na flambagem de dutos submarinos submetidos a altas variações de temperatura e restritos apenas por atrito lateral e axial de Coulomb sob determinadas condições específicas, conforme ilustrado pela Figura 4.12 retirada de resultados de estudos anteriores. Nesta Figura, os valores de 0,5; 0,7 e 0,9 encontrados na legenda representam os valores de coeficiente de atrito entre o solo e a estrutura adotados para obtenção de cada uma das deformadas.

Apesar de a deformada estar representada somente pela metade, considerando um eixo central de simetria, pode-se notar que as configurações obtidas de deformada se assemelham à configuração sugerida por HOBBS como modo de flambagem 3.

Deformada

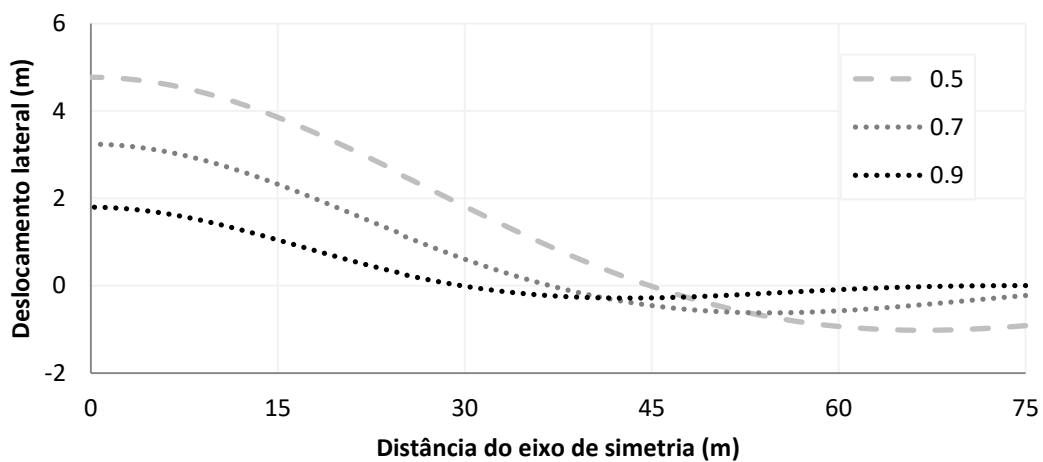


Figura 4.12 - Deformada retirada de estudos anteriores do próprio autor [16].

4.4 DNV-RP-F110

Uma das normas mais reconhecidas na área estudada, a DNV-RP-F110 titulada como *Global Buckling of Submarine Pipelines - Structural Design due to High Temperature/High Pressure* [17] (Flambagem Global de Dutos Submarinos - Projeto Estrutural Devido à Alta Temperatura/Alta Pressão) apresenta algumas recomendações adicionais e outras semelhantes às apresentadas nos itens anteriores a respeito de projetos de dutos submarinos submetidos a altas temperaturas e pressões e sujeitos ao fenômeno da flambagem.

Para tal, esta norma define que existem dois modelos de projeto que podem ser adotadas de acordo com as condições de contorno, devendo a partir destas premissas garantir a integridade estrutural independentemente do modelo adotado. Pode-se resumir, segundo a norma, que:

- o duto tem condições de contorno que o restringem, tornando-o uma estrutura submetida a esforços normais de maior magnitude durante sua vida útil. Neste caso, o dimensionamento é realizado focando na resistência axial da estrutura.
- em um segundo cenário, o duto tem liberdade para se movimentar e, portanto, pode liberar parte da tensão ocasionada por forças axiais. Entretanto, o mecanismo utilizado neste caso faz com que a estrutura seja induzida à flambagem e, com isso, é necessário dar atenção aos esforços gerados pelo fenômeno, garantindo novamente a integridade estrutural.

Conforme apresentado, a norma não proíbe a ocorrência de flambagem nas estruturas. Entretanto, define critérios de integridade estrutural que devem ser respeitados independentemente da ocorrência de flambagem. Com isso, a mesma recomenda a verificação de 3 formas de falha no caso de se trabalhar com estruturas que tenham liberdade de flambar. Estas formas de falha são:

- a flambagem local - consiste na deformação bruta da parede de dutos.
- a fratura - consiste na separação do material em 2 partes ou mais devido à aplicação de uma carga estática. Este fenômeno possui grande interesse e ampla área de atuação, sendo largamente abordado pela engenharia de materiais.

- a fadiga - este fenômeno pode ser definido como a degradação das propriedades mecânicas levando à falha do material por carregamento cíclico. O mesmo é amplamente estudado em diversos ramos da engenharia, tendo inúmeras aplicações práticas principalmente na engenharia mecânica.

Entretanto, esta norma não foca nas formas de falha citadas anteriormente, podendo-se consultar a DNV-RP-F101 para melhores recomendações. O item 4.4.2 apresenta conceitos resumidos das possíveis falhas encontrados na norma citada e pertinentes à flambagem global.

Conhecendo-se os conceitos básicos que introduzem a flambagem, a norma estudada procura dividir os estudos em 3 tipos, tratando cada um separadamente e identificando as dificuldades de cada um deles. Os 3 tipos definidos pela norma são:

- o primeiro tipo define dutos que devido à sua configuração inicial enterrada permitam somente a ocorrência de flambagem vertical. Este ocorre pois a condição de restrição lateral gerada pelo solo que o contém é grande o suficiente para impedir que ele se desloque lateralmente, obrigando-o a vencer a força gerada pela massa de solo apoiada sobre ele. A Figura 4.13 apresenta o fenômeno resumido neste parágrafo.
- No segundo caso, a estrutura, devido às condições de contorno, pode flambar primeiramente no plano vertical e em seguida no plano horizontal. Esta configuração ocorre pois a força a qual estrutura é submetida é suficiente para retirar o duto do seu estado inicial enterrado e em seguida deslocá-lo lateralmente.
- Em terceiro, define-se a forma de flambagem que é o foco deste trabalho. A estrutura pode estar simplesmente apoiada no solo ou configurando um pequeno afundamento no mesmo devido ao seu peso próprio e/ou lançamento da mesma. Desta forma, a estrutura tem menor possibilidade de aliviar tensões axiais deslocando-se verticalmente, sendo a mesma induzida à flambagem lateral, com pouca ou nenhuma influência de deformações verticais devido ao alívio de tensões normais. A Figura 4.14 apresenta a ilustração deste parágrafo.

A partir destes tipos de flambagem, a norma foi organizada visando apresentar separadamente procedimentos pertinentes a cada um deles.

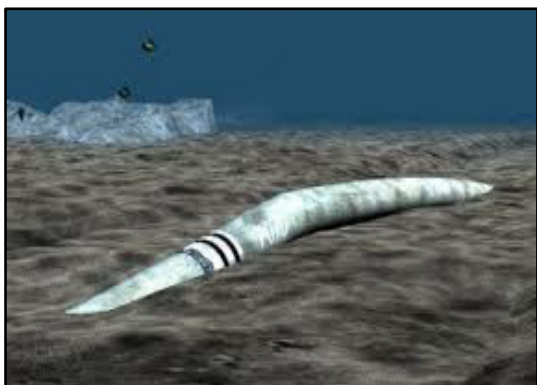


Figura 4.13 - Flambagem Vertical [18]



Figura 4.14- Flambagem lateral [19]

4.4.1 Flambagem global (DNV-RP-F110)

Conforme discutido anteriormente, sabe-se que dutos expostos têm maior predisposição à flambagem lateral e, portanto, nestes casos, o controle desta e de seus efeitos é fundamental nas etapas de projeto. Por outro lado, dutos enterrados estão propensos ao mesmo fenômeno na direção vertical ou podem ser projetados para se manterem confinados e sob esforços axiais de maior magnitude.

Nos dois casos, faz-se necessário conhecer os efeitos causados interna e externamente ao duto. Portanto, a força axial efetiva que é definida no Item 4.5 deve ser observada, uma vez que, no caso de dutos em contato com solo, esta é dependente não só do esforço normal exercido tal qual uma barra isolada, mas também de esforços devidos às ações externas e internas ao duto.

Sabendo que a força axial, quando em determinadas condições, é responsável pela flambagem global do duto que por sua vez faz com que o mesmo se desloque lateralmente até encontrar o equilíbrio, é importante ter conhecimento dos fatores que influenciam a força axial efetiva para que se possa analisar adequadamente cada projeto. Estes são resumidos pela norma DNV-RP-F 110 como:

- propriedades da seção do duto, uma vez que a força normal aplicada na estrutura é diretamente proporcional à sua área.

- a resistência lateral do solo, pois esta define o quanto o solo é capaz de produzir de reação na estrutura, aumentando a força axial efetiva proporcionalmente à resistência do solo.
- a força lateral desencadeada é um esforço tem sido alvo de estudos extensos, uma vez que é importante na determinação das reações de solo a deslocamento lateral durante a após a flambagem. O item 5 mostra a importância da determinação deste esforço.
- a falta de retilidade do duto, uma vez que a força axial não é exercida perpendicularmente à estrutura e, portanto, a força normal só é contabilizada quando a mesma se encontra paralela ao eixo axial da peça.

Conceitos mais detalhados de acerca do tema força axial efetiva são abordados no item 4.5.

Por outro lado, as imperfeições fazem com que a flambagem torne-se mais ou menos tardia e mais ou menos brusca, conforme apresentado na Figura 4.15. Nesta Figura, é possível perceber que dutos com menos imperfeições tendem a ter um pico de força axial maior, perdendo resistência rapidamente e estabilizando a longo prazo. Por outro lado, dutos dotados de maiores deformações iniciais tendem a possuir pouco ou nenhum pico de resistência ocasionando uma curva tensão deformação mais suave.

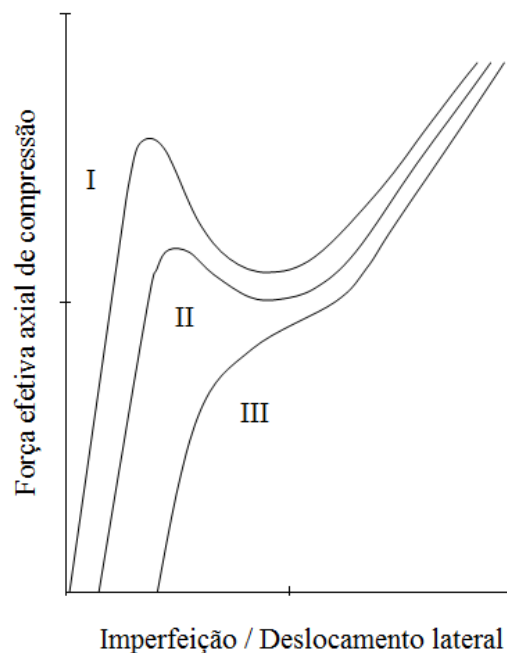


Figura 4.15 - Relação entre força de compressão efetiva e deformação [17])

A falta de retilidade da linha pode ser causada por:

- pequenas imperfeições no leito marinho;
- grandes imperfeições no leito marinho;
- curvaturas aplicadas propositalmente ou não na linha.

Considerando um duto imperfeito, pode-se analisar e definir algumas fases, observadas na Figura 4.16, que representam a relação entre o esforço normal no duto e o tempo. Não foram utilizados valores neste exemplo, pois o gráfico tem função meramente ilustrativa do comportamento.

O trecho A pode ser dividido em duas partes. Sendo a primeira parte correspondente ao aumento de esforço axial no duto e o começo da reação do solo no duto. Posteriormente, o duto encontra a força máxima a qual pode ser restringido ao longo de seu comprimento; esta análise está atrelada ao conceito de força axial efetiva apresentado no item 4.5.

No trecho B, a força axial exercida no duto encontra o máximo esforço que a estrutura pode resistir sem flambar. Após o pico de tensão encontrado em B a flambagem é liberada e com isso as tensões normais também diminuem bruscamente. No trecho seguinte, as tensões normais começam a gradativamente diminuir sua variação com relação ao aumento da temperatura.

O problema associado à flambagem, que é reiterado posteriormente, está relacionado ao momento em que o deslocamento é liberado, permitindo assim alívio das tensões devidas ao esforço normal e tornando inevitável a deformação do duto. Sabe-se que, similarmente a deformação lateral de uma barra fletida, o duto quando se deforma passa a possuir tensões devidas ao momento. Com isso pode-se analisar os mesmos trechos observados na Figura 4.16 agora considerando o momento gerado, conforme apresentado na Figura 4.17.

Nota-se que, inicialmente, no trecho A o efeito de momento na seção é mínimo, tendendo a zero. Quando o esforço máximo a ser restringido é atingido o duto começa a se deslocar lateralmente e, portanto, gerar momento, ainda no trecho A, de pequena magnitude.

Posteriormente no trecho B, a magnitude do momento aumenta bruscamente no mesmo trecho em que a força normal vai ao máximo e decai vertiginosamente. Este trecho mostra como a flambagem associa os efeitos no duto devidos ao esforço normal e ao momento fletor.

Por fim, no trecho C existe um aumento gradativo de momento tendendo a uma curva de pequena inclinação, quando comparada ao trecho B.

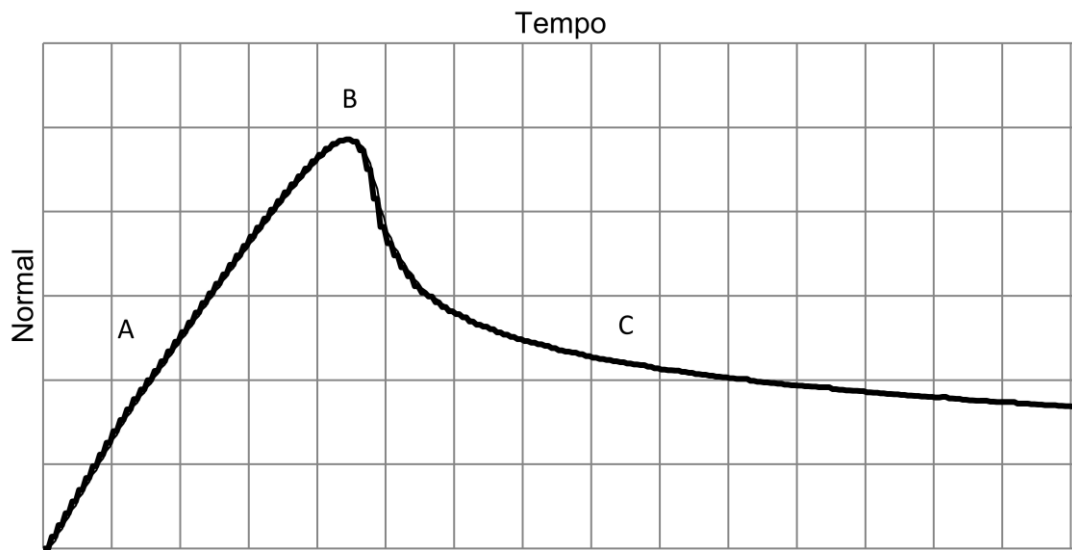


Figura 4.16 - Gráfico de tensão normal versus Tempo.

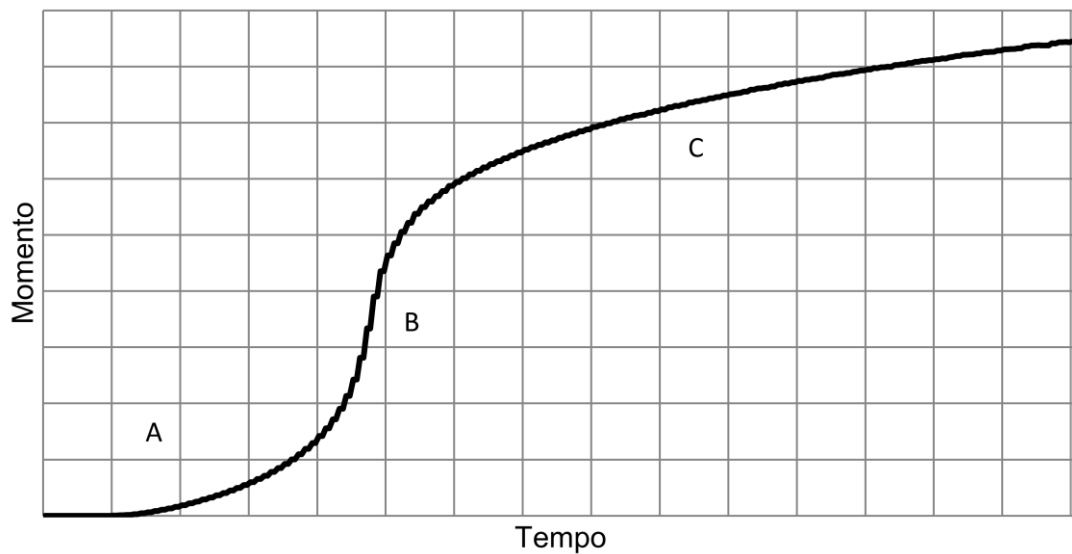


Figura 4.17 - Gráfico de tensão devida ao momento versus tempo.

O Item 4.4.2 apresenta os conceitos referentes aos modos de falha, citados no início Item 4.4, que necessitam de verificação quando analisamos um duto em relação à sua flambagem global.

4.4.2 Modos de falha

A norma DNV-OS-F101 apresenta em seu anexo D Estados Limites aos quais determinado duto deve atender, sendo eles:

- *Bursting* (ruptura) - sendo esta ruptura direcionada a critérios relacionados à excesso de pressão interna;
- *Local Buckling* (flambagem local) - sendo este item dividido em 4 critérios que são apresentados no item 4.4.2.1;
- *Global Buckling* (flambagem global) - extensamente abordado na DNV-RP-F110 e o foco principal da dissertação;
- *Fatigue* (fadiga) - apresentando critérios relacionados à ruptura por cargas cíclicas;
- *Fracture* (fratura) - que é explicada no item 4.4.2.3;
- *Ovalisation* (ovalização) - apresentando critérios relacionados à ovalização da seção do duto;
- *Dent* (chanfro) - estabelece um critério relacionado ao tamanho dos chanfros.

Neste item, são especificados aqueles que fazem referência à flambagem global e já foram citados no Item 4.4. Devido à quantidade de informação e coeficientes necessários ao entendimento e aplicação dos critérios da DNV-OS-F101, o Anexo 10.1 foi criado para apresentar as definições necessárias ao entendimento de toda a nomenclatura utilizada nesta norma.

4.4.2.1 Flambagem local

A flambagem local, também reconhecida pela flambagem da parede do duto, implica basicamente na "deformação bruta da seção de transversal", segundo a norma. Tomando como base a mesma, deve-se seguir os três critérios básicos de verificação apresentados a seguir:

- colapso do sistema estrutural por excesso de pressão externa;
- propagação de flambagem por excesso de pressão externa;
- combinação de esforços devido à pressão externa e interna, força axial e momento devido à curvatura.

A norma destaca ainda que acúmulos de deformações plásticas podem agravar a flambagem local e, portanto, devem ser considerados nos cálculos.

4.4.2.1.1 Colapso da seção transversal

A segurança com relação ao colapso estrutural, primeiro critério referente à flambagem local, está relacionada ao efeito da pressão externa aplicada à estrutura. Portanto, esta depende da pressão de colapso apresentada no item 10.1. A pressão interna mínima é considerada normalmente como zero, logo o valor da pressão externa deve ser menor ou igual à pressão de colapso ponderada, conforme apresentado na Equação 4.17.

$$p_e \leq \frac{p_c(e)}{\gamma_m \cdot \gamma_{sc}} \quad [4.17]$$

onde:

γ_{sc} - fator de resistência devido à classe de segurança;

γ_m - coeficiente de ponderação relacionado à resistência do material e aplicado de acordo com estado limite estudado;

e - espessura do duto;

$p_c(e)$ - pressão de colapso relacionada à espessura da parede do duto;

p_e - pressão externa.

4.4.2.1.2 Critério de combinação de cargas

A segunda verificação está ligada à combinação dos esforços de pressão interna e externa, esforço normal e momento devido a curvatura no duto. A norma divide este critério em dois sub critérios a serem utilizados de acordo com as condições de projeto. O primeiro chamado de condição de controle de carga (*Load Control Condition*), onde a resposta estrutural é governada por cargas impostas e o segundo denominado condição de controle de deslocamento (*Displacement Control Condition*), onde a resposta estrutural é governada por deslocamentos impostos e, neste caso, as deformações de tração devem ser de no máximo 0,40%; caso contrário, é necessária a realização da análise a fratura apresentada no item 4.4.2.3.

A primeira verificação que pode ser realizada relaciona-se com o controle das cargas. Para tal, as Equações 4.18 a 4.22 representam as parcelas de esforço normal, de momento resistente e coeficientes necessários aos cálculos, respectivamente. A Equação 4.23 apresenta o critério a ser verificado.

$$S_p(e) = f_y \cdot \pi \cdot (D - e) \cdot e \quad [4.18]$$

(Capacidade resistente plástica normal da seção)

$$M_p(e) = f_y \cdot (D - e)^2 \cdot e \quad [4.19]$$

(Capacidade resistente plástica flexional da seção)

$$\beta = \frac{60 - D/e_2}{90} \quad [4.20]$$

$$\alpha_p = \begin{cases} 1 - \beta, & \frac{p_i - p_e}{p_b} < \frac{2}{3} \\ 1 - 3 \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{p_i - p_e}{p_b}\right), & \frac{p_i - p_e}{p_b} \geq \frac{2}{3} \end{cases} \quad [4.21]$$

$$\alpha_p = (1 - \beta) + \beta \cdot \frac{f_u}{f_y} \quad [4.22]$$

$$\left\{ \gamma_m \cdot \gamma_{sc} \cdot \frac{|M_{sd}|}{\alpha_c \cdot M_p(e_2)} + \left[\gamma_m \cdot \gamma_{sc} \cdot \frac{S_{sd}(p_i)}{\alpha_c \cdot S_p(e_2)} \right]^2 \right\}^2 + \left[\alpha_p \cdot \frac{p_i - p_e}{\alpha_c \cdot p_b(e_2)} \right]^2 \leq 1 \quad [4.23]$$

onde:

$S_p(e)$ - capacidade resistente plástica normal da seção;

f_y - tensão de escoamento do material;

D - diâmetro externo do duto;

$M_p(e)$ - capacidade resistente plástica flexional da seção;

β - fator utilizado no critério de combinação de cargas;

α_p - fator de pressão utilizado no critério de combinação de cargas;

p_i - pressão interna;

p_e - pressão externa;

p_b - pressão de projeto;

f_u - tensão última do material;

- M_{sd} - momento de projeto;
- S_{sd} - força axial de projeto;
- α_c - parâmetro de fluxo de tensão.

A norma estabelece ainda que a utilização da Equação 4.23 deve satisfazer a condição da pressão interna ser maior que a pressão externa, A relação entre o esforço normal solicitante de projeto S_d e a capacidade resistente plástica normal da seção S_P ser de no máximo 40% e a relação entre o diâmetro e a espessura estar entre 15 e 45. Deve-se ainda avaliar a Equação 4.23 para pressão interna mínima, conforme requisitado pelo item 607 do anexo D da norma DNV-RP-F110.

A segunda possibilidade de verificação está relacionada ao controle de deslocamentos. Neste caso, as condições são dadas através da deformação ao longo do duto e aplicadas segundo as Equações 4.24 e 4.25. A primeira das verificações compara a deformação de projeto com a deformação resistente da estrutura ponderada. Por outro lado, a segunda combina as avaliações de deformação e o efeito da pressão imposta ao duto sobre a pressão de colapso.

$$\varepsilon_{Sd} \leq \varepsilon_{Rd} = \frac{\varepsilon_c(e_2, p_{min} - p_e)}{\gamma_\varepsilon} \quad [4.24]$$

$$\left[\frac{\varepsilon_{Sd}}{\frac{\varepsilon_c(e_2, 0)}{\gamma_\varepsilon}} \right]^{0,8} + \frac{p_e - p_{min}}{\gamma_m \cdot \gamma_{sc}} \leq 1 \quad [4.25]$$

onde:

- ε_{Sd} - deformação solicitante de projeto;
- ε_{Rd} - deformação resistente de projeto;
- ε_c - deformação resistente por curvatura;
- γ_s - peso específico do soco seco;
- γ_ε - fator de resistência de deformação.

4.4.2.1.3 Propagação da flambagem

Por fim, deve-se atender ao critério propagação de flambagem. Conforme esperado, para que este critério ocorra é necessário que a flambagem local já tenha ocorrido. Caso esta ocorra, existe um valor de pressão que caracteriza a propagação d

mesma, este valor é chamado de pressão de propagação de flambagem (p_{pr}) e está definido no item 10.1. Então, a pressão externa ao duto deve satisfazer a Equação 4.26 relacionada a esta pressão.

$$p_e \leq \frac{p_{pr}(e)}{\gamma_m \cdot \gamma_{sc}} \quad [4.26]$$

onde:

$p_{pr}(e)$ - pressão de propagação de flambagem relacionada à espessura da parede do duto.

4.4.2.2 Fadiga

Diversos estudos têm sido concentrados nos efeitos relativos à fadiga estrutural. Este fenômeno é caracterizado pela falha devido à ocorrência de carregamentos cíclicos. É interessante ressaltar que, em sua maioria, estes carregamentos encontram-se abaixo da tensão de escoamento da estrutura em seu primeiro ciclo. Entretanto, causam danos por processos cumulativos de variação tensão.

Com intuito de avaliar os danos referentes à fadiga, estuda-se o fenômeno relacionado à quantidade de ciclos que a estrutura é submetida, ou seja, a quantidade de vezes que foi imposto um determinado carregamento e posteriormente retornado à configuração inicial.

De modo a dividir as classes de fadiga em dois grupos distintos:

- fadigas de alto ciclo quando se atinge mais de 10^4 ciclos;
- abaixo de 10^4 ciclos encontram-se os estudos referentes à fadiga de baixo ciclo (fadiga oligocíclica).

Análises de alto ciclo são baseadas em cálculos de tensões elásticas e relações lineares estabelecidas por faixa de ciclo através de curvas S-N. Fadigas de baixo ciclo, por outro lado, são avaliadas com relação plasticidade cíclica do material.

A DNV-OS-F101 recomenda que todas as flutuações de tensão impostas a um duto durante toda sua vida útil, incluindo sua instalação, que possuam magnitude suficiente e um número de ciclos grande o suficiente para causar fadiga devem ser avaliadas e verificadas a partir suas distribuições de tensão de longo prazo. A norma

indica ainda as quatro causas mais frequentes para ocorrência de fadiga de baixo e alto ciclo, sendo elas:

- alto ciclo:
 - ações diretas de ondas;
 - vibrações induzidas por vórtices. Este item é apresentado com maior detalhe nas normas DNV-RP-F105 e DNV-RP-F204. Entretanto, este estudo não é o foco do presente trabalho;
- baixo ciclo:
 - movimentos de suporte estrutural e instalação;
 - flutuações ocasionadas por variações de temperatura e pressão.

A última das causas indicadas pela norma tem sido estudada frequentemente, uma vez que as variações encontradas entre os períodos de operação e manutenção fazem com que dutos sejam submetido às oscilações de tensão.

Adicionalmente, recomenda-se que concentrações de tensões sejam tratadas com maior atenção no que concerne ao assunto fadiga de baixo ciclo, sendo, portanto avaliadas cuidadosamente neste quesito. Por outro lado, a norma sugere dois critérios que podem ser utilizados no caso de alto ciclo, sendo eles:

- métodos baseados em mecânica da fratura;
- métodos baseados em experimentos de fadiga (curvas S-N);

Quando baseados em métodos de experimentais de fadiga, sugere-se um roteiro de considerações, que são:

- determinar distribuições de tensão de longo prazo - normalmente com o auxílio de estatísticas, uma vez que estes fenômenos tem natureza aleatória;
- selecionar uma curva S-N - dentre as curvas apresentadas na Figura 4.18 para condição submersa com proteção catódica. Recomenda-se a utilização das curvas F, F1, F3 e D para avaliação de dutos que recebam soldas de topo por chanfro simétrico.
- determinar o fator de concentração de tensões - definido como a relação entre a tensão máxima na seção e a tensão nominal;
- determinar o acúmulo de dano.

Normalmente, para determinar o dano acumulado de longo prazo pode-se utilizar as hipóteses lineares de Palmgren-Miner, estabelecendo-se um critério simples relacionado à fadiga. Nesta regra, conhecendo a quantidade de ciclos necessária à falha por fadiga (N_i) e a quantidade de ciclos aplicada até instante estudado (n_i), pode-se ponderar pelo fator de projeto de fadiga (DFF) apresentado na Tabela 10.3 no anexo 10.1 e obter o dano ponderado. Logo, a Equação 4.27 define o critério da norma a ser utilizado para avaliar a fadiga de alto ciclo.

$$\left(\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \right) \cdot DFF \leq 1 \quad [4.27]$$

Como no caso de *pipelines* sujeitos à variação de temperatura e pressão a fadiga é de baixo ciclo, existe a necessidade estudos mais aprofundados acerca do fenômeno. Estes estudos não são alvo deste trabalho.

Faixa de Tensão (MPa)

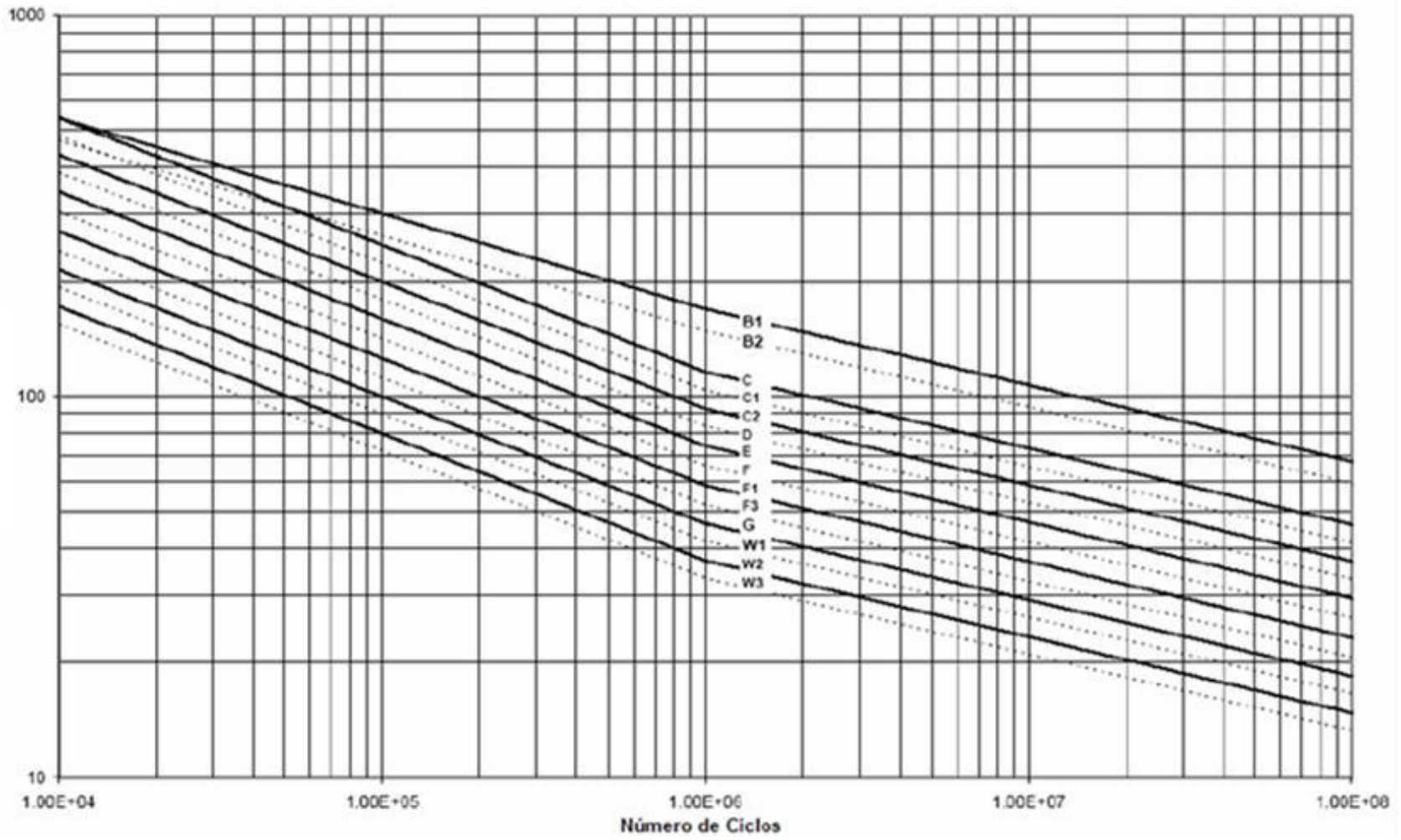


Figura 4.18 - Curva S-N para estruturas submersas com proteção catódica [20].

4.4.2.3 Fratura

A norma, assim como diversos estudos, concentra-se também no critério relacionado à ocorrência de fraturas, uma vez que este pode submeter o projeto ao risco de colapsos extremamente prejudiciais, conforme apresentado na Figura 4.19. Com isso, a mesma estabelece três cenários de projeto e as recomendações a serem tomadas em cada um deles. A Tabela 4.1 resume estes cenários e suas respectivas recomendações.

Tabela 4.1 - Cenários de projetos de estados limites de dutos com relação à fratura.

Deformação nominal total ($\epsilon_{l,nom}$)	Deformação plástica acumulada (ϵ_p)	Recomendações
$\leq 0,40\%$	-	Material, solda, fabricação e teste de acordo com padrão.
$0,40\% \leq \epsilon_{l,nom} \leq 1,0\%$	-	A integridade de soldas circunferenciais deve ser verificada de acordo com o Anexo A da norma.
$\geq 1,0\%$	$> 2,0\%$	Requerimentos suplementares devem ser verificados.

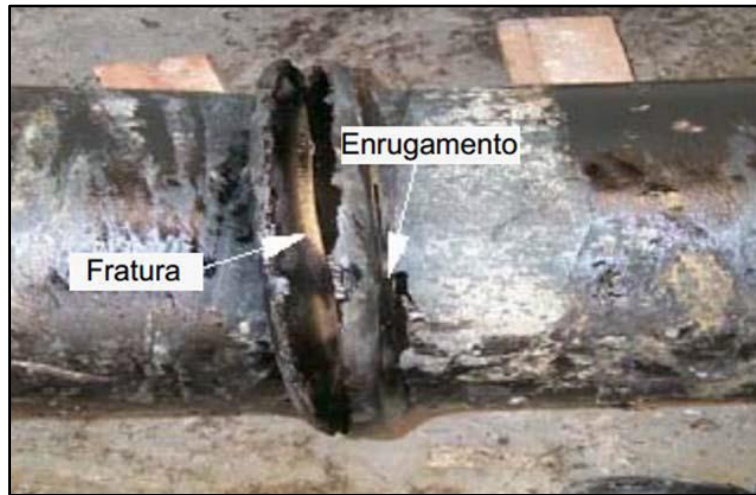


Figura 4.19 - Fratura em duto.

A norma recomenda ainda algumas formas de garantir ou melhorar a segurança com relação à fratura, sendo elas:

- utilizar materiais com baixa transição de temperatura;
- adequação ao DWTT (Drop Weight Tear Testing);
- baixo nível de tensões na estrutura;
- utilização de fixadores mecânicos de fissuras.

Por fim, estabelece que os critérios referentes à fratura não precisam ser avaliados no caso de tensões abaixo de 40% da tensão de escoamento do material (f_y).

4.5 Força axial efetiva

Este item é destinado a tratar dos conceitos de força axial efetiva. Apesar dos dutos a serem estudados neste trabalho estarem submetidos a altas variações de temperatura e pressão, conforme dito anteriormente, o fenômeno aqui apresentado mostra que o esforço não é absorvido completamente pela estrutura.

O conceito de força axial efetiva está intimamente ligado à forma como a estrutura é restringida. Sabe-se que as estruturas podem ser classificadas como isostáticas e hiperestáticas e que seus apoios são responsáveis por definir condições de contorno, podendo ser restringidos em 3 direções para translação e na mesma quantidade para rotação.

Adicionalmente, as restrições podem ser consideradas completamente rígidas quando seus apoios são capazes de garantir rigidez suficiente para que o deslocamento

em uma dada direção tenha magnitudes consideradas desprezíveis. Caso contrário, a estrutura pode se encontrar em uma condição parcialmente restrita em uma ou mais direções e em trechos diferentes. O exemplo a seguir ilustra os conceitos básicos acerca do assunto.

4.5.1 Exemplo Ilustrativo: Restrições

Com o intuito de elucidar conceitos iniciais acerca do assunto, é apresentado um novo modelo ilustrativo com as seguintes propriedades geométricas, de material e condições de contorno:

- comprimento do duto: $L = 10 \text{ m}$;
- diâmetro externo do duto: $D = 0,50 \text{ m}$;
- diâmetro interno do duto: $D_i = 0,40 \text{ m}$;
- módulo de elasticidade do aço: $E = 210 \text{ GPa}$;
- inércia da seção: $I = 1,81 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$;
- coeficiente de expansão térmica: $\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$.

O duto a ser estudado neste item é engastado em um dos lados e a única carga a ser aplicada é uma variação de temperatura de 100 graus Celsius.

Este modelo é apresentado de três formas diferentes. A primeira é fiel às características descritas anteriormente. Em seguida, o segundo modelo tem molas, de constante elástica a ser definida, ao longo de todo o comprimento do duto na direção axial. Por fim, o último modelo apresenta restrições de comportamento semelhante à força de atrito Coulomb.

Conforme esperado, variações de temperatura aplicadas em estruturas isostáticas não geram esforços. Portanto, o primeiro modelo apresentado na Figura 4.20 não deve apresentar esforços normais. Nesta Figura o índice "U" representa translações, o índice "R" rotações e o eixo local 1 coincide com o eixo X global e com o eixo axial do duto.

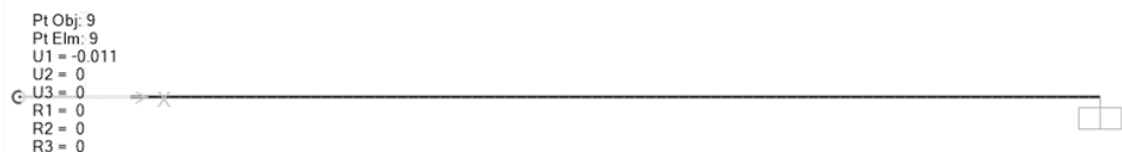


Figura 4.20 - Duto engastado submetido à variação de temperatura.

Apesar de não gerar esforços axiais, o modelo apresentou deslocamento na extremidade livre de 11 milímetros devido à expansão do duto. A partir deste valor de deslocamento é realizado o cálculo para encontrar o valor da constante elástica mínima para tornar esta extremidade consideravelmente mais rígida baseando-se no valor de deslocamento encontrado. Dividindo a força imposta pelo deslocamento na extremidade pode-se obter um valor considerável de rigidez, conforme apresentado na Equação 4.28.

$$K_e = \frac{\alpha \cdot \Delta T \cdot E \cdot A}{0,011m} \approx 1,5 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad [\text{ 4.28 }]$$

onde:

K_e - constante elástica;

α - coeficiente de expansão térmica;

ΔT - variação de temperatura aplicada ao material do duto;

A - área da seção transversal.

Esta constante elástica pode então ser aplicada em molas por metro linear na direção axial ao longo de todo o comprimento do duto. Nesta nova situação, a extremidade atinge um deslocamento desprezível quando comparado às condições anteriores. A aplicação restrições de comportamento linear ao longo do comprimento da estrutura tornou-a hiperestática, podendo então apresentar um diagrama de esforço normal (Figura 4.21). Este diagrama, por outro lado, não tem a forma recorrente de diagramas de esforços de barras comprimidas bi-engastadas, o mesmo apresenta um formato não linear e apresenta, introdutoriamente, o conceito de força axial efetiva. A força aplicada na estrutura por variação de temperatura seria equivalente a aproximadamente 16000 quilonewtons e a mesma é denominada força axial efetiva máxima. O diagrama de forças encontrado na Figura 4.21 apresenta as forças axiais efetivas na estrutura devidas à ação da temperatura associada à interação força-deslocamento gerada por restrições impostas através aumentos de rigidez axial dispostos por metro linear.

De uma forma simples, pode-se explicar o diagrama obtido idealizando que se a mesma estrutura não possuísse molas e fosse bi-engastada, seria de se esperar um diagrama de esforço normal constante de magnitude igual ao esforço normal gerado. Por outro lado, a Figura 4.20 apresenta uma estrutura com total liberdade para se

deslocar axialmente e nenhum esforço normal. Já o resultado apresentado na Figura 4.21 representa uma situação intermediária; neste caso a estrutura não está completamente restrita ao movimento e nem completamente livre. A estrutura pode se deslocar, mas encontra resistência proporcional ao deslocamento, variando naturalmente o valor de esforço normal ao longo do seu comprimento



Figura 4.21 - Diagrama de esforço normal de barra engastada com molas 1.

De modo, a exemplificar o efeito do trecho conhecido como trecho de ancoragem, é utilizado o mesmo modelo. Entretanto, as molas de comportamento força-deslocamento linear são substituídas por *links* de resposta constante ao esforço. Estes elementos reproduzem um efeito semelhante ao coeficiente de atrito de Coulomb. Para que a estrutura inicie o deslocamento ela precisa atingir uma determinada magnitude de força e, a partir de então, seu deslocamento é "retardo" por este valor de força enquanto a mesma se deslocar. São aplicadas forças reativas capazes de resistir a magnitudes de até 3000 quilonewtons por metro linear. A Figura 4.22 apresenta o diagrama de esforço normal obtido.

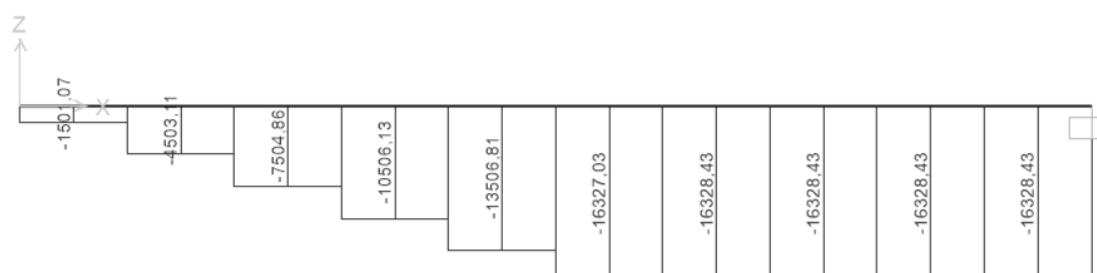


Figura 4.22 - Diagrama de esforço normal de duto considerando atrito axial.

Observa-se que, da direita pra esquerda, até o trecho central não existe variação de esforço normal. Esse fenômeno caracteriza o trecho indeslocável da estrutura. O esforço normal aplicado na estrutura é da ordem de 16000 quilonewtons aproximadamente, o atrito utilizado foi de 3000 quilonewtons por metro linear e o

comprimento até o centro é de 5,0 metros. A multiplicação da força de atrito resistente pelo comprimento fornece uma força de magnitude próxima à aplicada na estrutura, fazendo com que a metade direita da estrutura não se desloque devido ao acúmulo de esforços resistentes gerados na metade esquerda, que anteriormente era livre. O diagrama de deslocamento axial da estrutura, apresentado na Figura 4.23, confirma o fenômeno observado. Este trecho indeslocável é abordado novamente em outros itens e caracteriza o trecho de ancorado do duto. Ressalta-se que o fenômeno, da forma que foi apresentado, se restringe a estruturas sem imperfeição lateral, distintas das estruturas que são estudadas a seguir, sendo sua aplicação apenas uma exemplificação do comportamento a ser estudado.

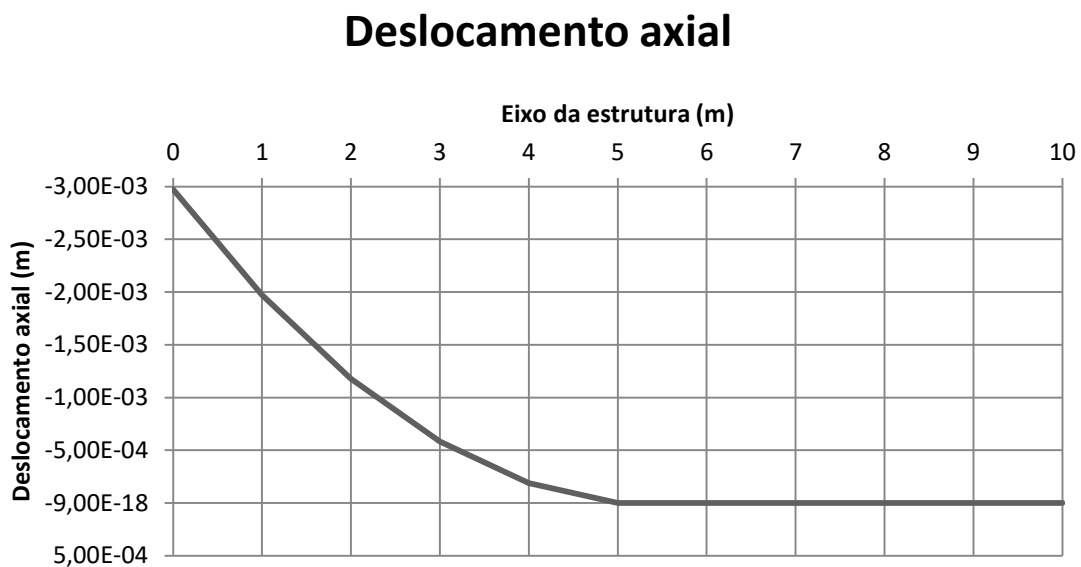


Figura 4.23 - Deslocamento axial do modelo considerando força de atrito axial.

4.5.2 Força axial efetiva máxima

A definição associada à força efetiva axial máxima está relacionada aos respectivos carregamentos considerados na análise estrutural. No caso dos dutos a serem estudados, esta força está diretamente associada a três parcelas.

A primeira, apresentada previamente no item 4.5.1, é a temperatura. Esta é dada pela expansão do duto devido à variação de temperatura, uma vez que o duto em operação apresenta temperaturas de magnitude muito superior aos seus momentos de instalação e manutenção. A Equação 4.29 define a parcela associada à temperatura.

$$F_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T \cdot E \cdot A \quad [4.29]$$

onde:

$F_{\Delta T}$ - força associada à variação de temperatura.

Esta parcela é capaz de gerar esforços laterais associados à curvatura estrutural. A Figura 4.24 apresenta de forma simplificada como estes esforços são obtidos; nesta Figura, a temperatura é substituída por forças axiais equivalentes. Nota-se que a curvatura da estrutura fez com que as forças axiais não gerassem um sistema de forças unidimensionalmente equilibrado, gerando esforços bidimensionais necessários ao equilíbrio do trecho.

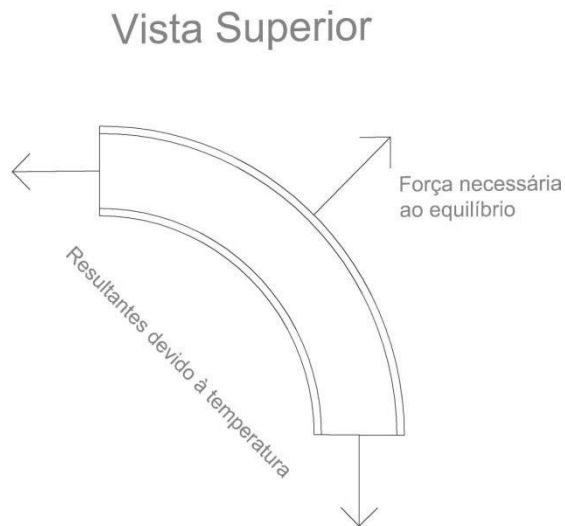


Figura 4.24 - Esforços devido à variação de temperatura.

A segunda parcela está associada à variação verificada entre as pressões externa e interna ao duto. É interessante dar ênfase na forma como as pressões internas e externas são capazes de introduzir deslocamentos laterais em uma estrutura com uma dada curvatura. A Figura 4.25 ilustra as pressões exercidas ao longo de um trecho curvo do duto e apresenta também as resultantes destas forças. Sabe-se que as pressões associadas à operação destes dutos fazem com que a pressão interna seja maior que a pressão externa. Sabe-se ainda que a pressão externa ao duto não possui variação ao longo de sua operação. Logo, pode-se deduzir a Equação 4.30 para esforço axial gerado por variação de pressão interna através da aplicação da teoria da elasticidade no duto apresentado.

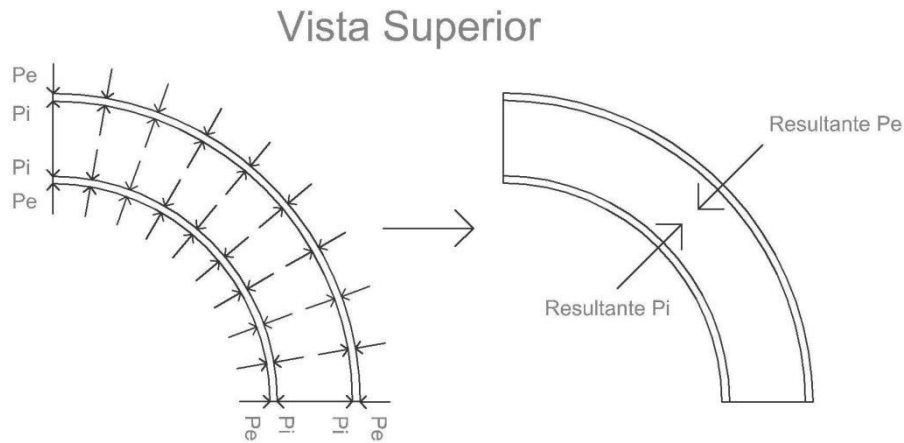


Figura 4.25 - Esforços devido à variação de pressões no duto.

$$F_{\Delta P} = \Delta p_i \cdot A_i \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \quad [4.30]$$

onde:

$F_{\Delta P}$ - força devido à variação de pressão;

Δp_i - variação de pressão interna ao duto;

A_i - área interna do duto;

ν - coeficiente de Poisson do material.

A última parcela está associada a tração residual de lançamento. Durante a instalação dos dutos, a estrutura é submetida a esforços axiais de tração. Estes esforços podem gerar trações residuais na estrutura que são representadas pela letra H na Equação 4.31 de esforço axial efetivo máximo.

$$N_{ef}^{m\acute{a}x} = -H + \Delta p_i \cdot A_i \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad [4.31]$$

onde:

N_{ef}^{Max} - esforço axial efetivo máximo;

H - esforço de tração residual no duto.

4.5.3 Força axial efetiva em análises planares e espaciais

O conceito apresentado no item 4.5.1 introduz de forma simples a compreensão do efeito de força axial efetiva. Entretanto, neste exemplo, aplicou-se a carga e as condições de contorno de modo a fazer com que o problema ocorresse de maneira unidimensional. Em seguida, o item 4.5.2 apresenta a definição de força axial efetiva

máxima, bem como efeitos relacionados à curvaturas estruturais. Para desenvolver estudos relacionados à flambagem de dutos, conceitos associados à força axial efetiva em estruturas com análise bidimensional tornam-se necessários e, em alguns casos, pode haver necessidade de análises tridimensionais. Neste item, são discutidas as peculiaridades associadas às análises planares e espaciais, bem como as extensões das características encontradas em análises lineares.

4.5.3.1 Dutos retos

Dutos retos e sem imperfeições tem as características necessárias ao comportamento apresentado no item 4.5.1. Neste item, pôde-se perceber que estas estruturas, quando restringidas por forças de atrito ao longo de seu comprimento e dotadas comprimento suficientemente grande, podem possuir um trecho ancorado, onde a força axial efetiva é máxima, associado a trechos extremos não ancorados de esforços normais menores, conforme apresentado na Figura 4.26. Esta apresenta a comparação entre dutos de extremidade livre e extremidade fixa. Conforme estudado no Item 4.5.1, extremidades fixas fazem com que o deslocamento seja zero e, portanto, o esforço aumente.

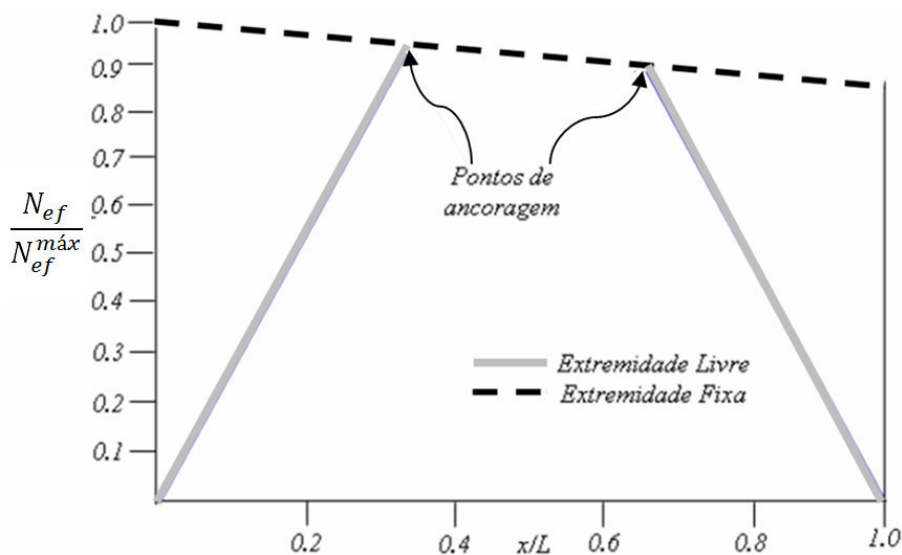


Figura 4.26 - Esforço normal ao longo de duto reto longo [21].

Por outro lado, se o duto não possuir comprimento suficiente para ancorar o trecho central e não estiver restrito em suas extremidades, o mesmo provavelmente não atinge a força axial efetiva máxima e, portanto, apresenta deslocamento axial ao longo de todo o seu comprimento, excetuando-se um ponto, que é chamado de ponto de

ancoragem. Neste caso, os esforços normais ao longo do duto podem ser resumidos pela Figura 4.27, também comparada com esforços em dutos de extremidades fixas.

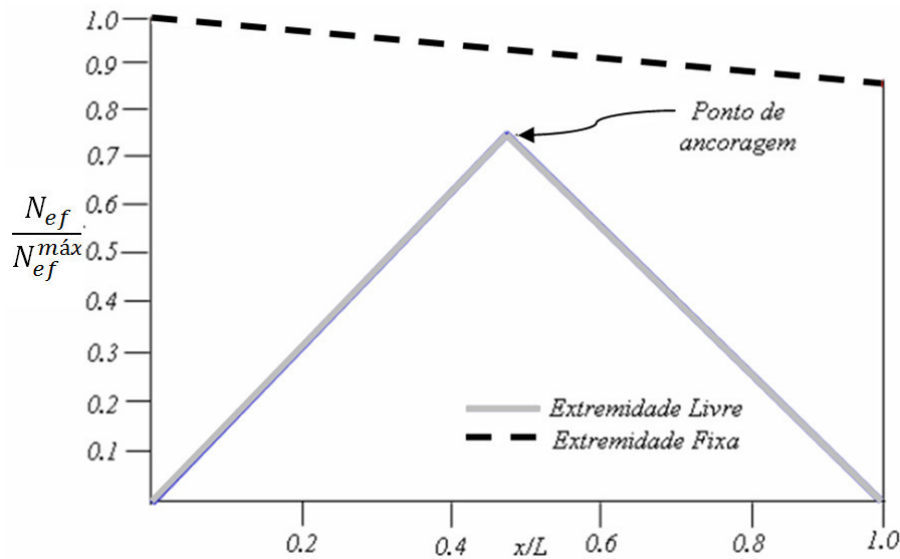


Figura 4.27 - Esforço normal ao longo de duto reto não suficientemente longo [21].

Pode-se distinguir então, dutos longos e dutos curtos de acordo com a forma com que o esforço normal se comporta, dadas determinadas condições de contorno. Se houver um trecho ancorado, então esse duto foi longo o suficiente para que pudessem existir dois pontos de ancoragem e um trecho ancorado associado a eles. Caso o duto só possua um único ponto de indeslocável, este é considerado curto por não atingir comprimento suficiente para ancorar o trecho central.

Os conceitos de ponto e trecho de ancoragem tornam-se importantes, pois o esforço normal encontrado na estrutura está associado a esses trechos. Conforme apresentado anteriormente, esforços normais excessivos podem gerar flambagem quando associados a imperfeições ou simplesmente ruptura da seção por esforço normal.

4.5.3.2 Dutos com alça de flambagem

Para melhor entendimento deste item, torna-se necessário definir com maior detalhe o conceito de alça de flambagem. Estes trechos são caracterizados por apresentar alguma deformação posicionada ao longo da extensão do duto. Esta pode ser intencional ou não intencional dependendo do projeto. Entretanto, sabe-se que não é viável instalar dutos completamente retos e, com isso, prever a flambagem em trechos críticos torna-se uma etapa necessária à segurança estrutural.

No caso do estudo de dutos dotados de desvios conhecidos do projeto, deve-se ainda analisar com cuidado os trechos retos e a possível ocorrência de trecho ancorados sujeitos à flambagem.

Conhecendo-se o melhor o conceito de alça de flambagem, pode-se apresentar os efeitos em termos de força axial efetiva associados à adoção destas alças. A Figura 4.28 apresenta a comparação de esforços axiais ao longo de dutos compridos (dotados de trecho de ancoragem) retos e dotados de alça de flambagem.

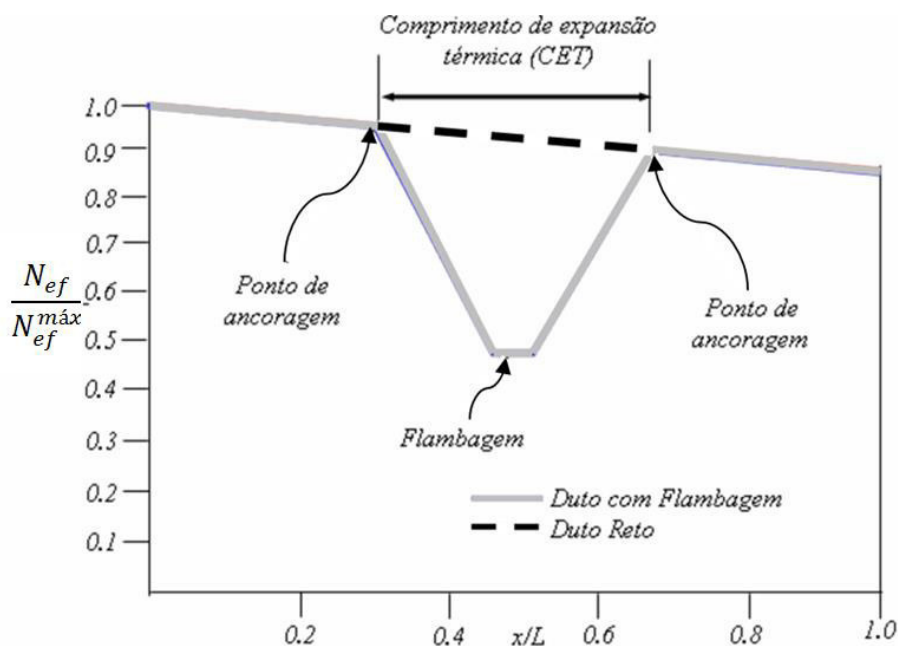


Figura 4.28 - comparação de esforço axial em dutos retos e com flambagem [21].

Nota-se que a alça que gerou uma flambagem localizada e permitiu também que o duto aliviasse significativamente seus esforços axiais no trecho de central. Outro fator importante a ser observado no gráfico é que a ocorrência de alça não elimina a existência de pontos de ancoragem. Nota-se ainda que, quando não há consideração de alças, o esforço axial máximo ocorre no trecho ancorado. Por outro lado, a existência de uma deformação central fez com que o esforço normal se tornasse mínimo fora do trecho indeslocável.

A seguir, apresenta-se na Figura 4.29 a mesma análise para dutos curtos com extremidade livres. Neste caso, o comprimento do duto não é capaz de ancorá-lo, fazendo com que toda sua extensão sofresse deslocamento axial e o comprimento de ancoragem coincidissem com a extensão total. Conseqüentemente, a diminuição do

esforço normal ao longo de todo o comprimento pôde ser observada, quando comparado ao mesmo esforço em dutos retos de extremidades fixas.

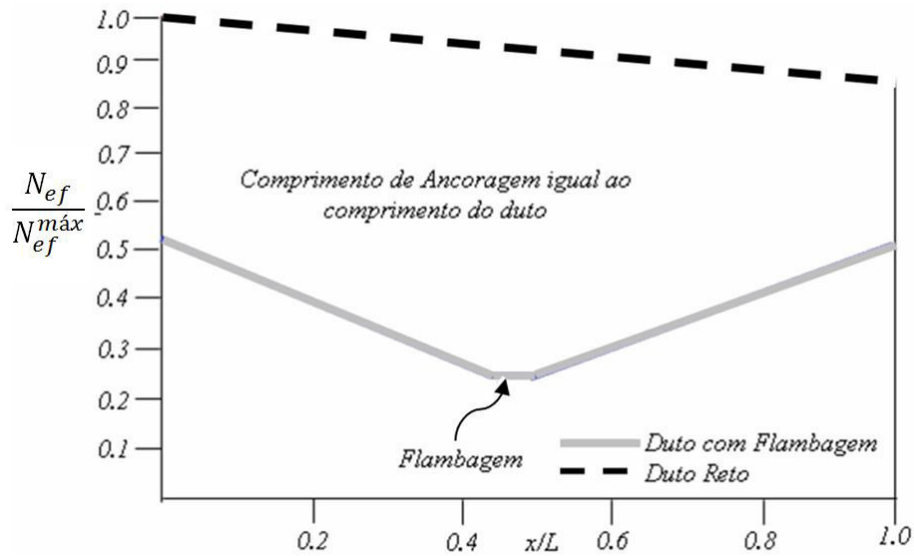


Figura 4.29 - Duto curto dotado de alça de flambagem [21].

4.5.3.3 Dutos com mais de uma alça de flambagem

Os casos apresentados anteriormente forneceram a análise de dutos dotados de uma alça de flambagem. Entretanto, dutos reais podem possuir diversas alças de flambagem, de acordo com as premissas adotadas pelo projetista. Neste caso, o conceito apresentado anteriormente pode ser estendido para várias alças. As Figuras 4.26 e 4.27 ilustram exemplos de dutos com mais de uma alça de flambagem para os casos de extremidades fixas e livres, respectivamente.

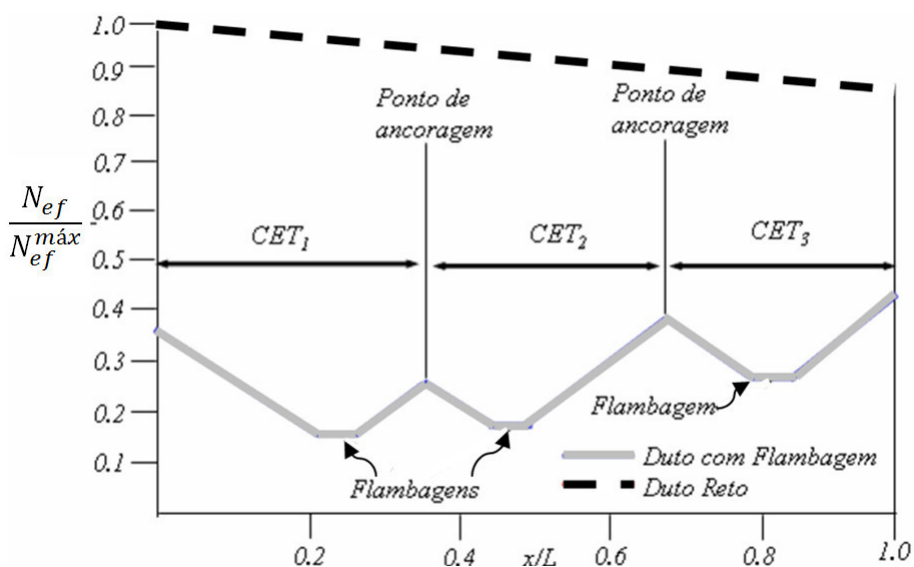


Figura 4.30 - Dutos com várias alças de flambagem e extremidades fixas [21].

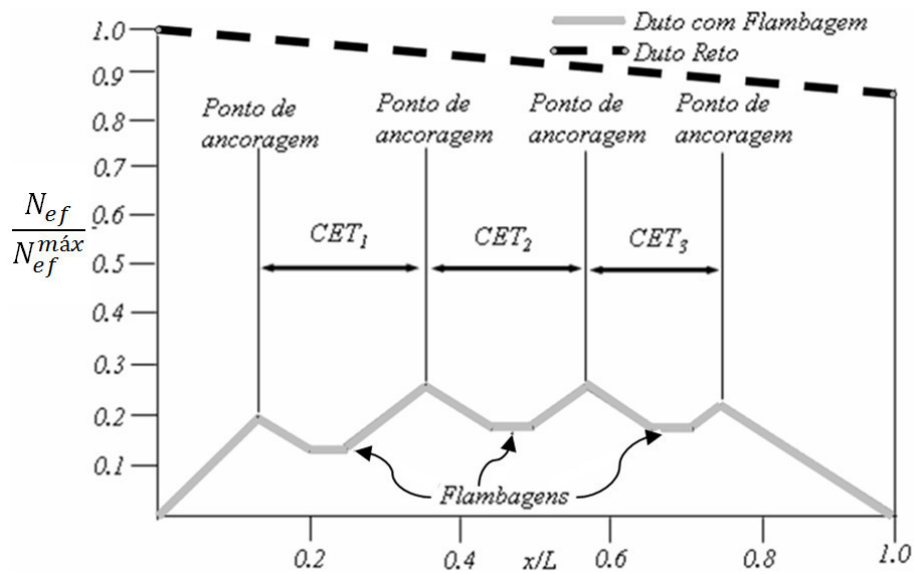


Figura 4.31 - Dutos com várias alças de flambagem e extremidades livres [21].

Destaca-se ainda que, apesar de não apresentado, dutos dotados de mais de uma alça de flambagem podem possuir trechos ancorados caso haja comprimento suficiente entre as alças de flambagem. Portanto, a ocorrência de trechos ancorados está sempre ligada à relação do comprimento do trecho reto livre com a resistência apresentada na interação solo-estrutura.

Conclui-se acerca de esforços axiais efetivos, que os mesmo estão sempre associados à geometria estrutural e as condições de contorno. A geometria afeta apresentando ou não uma ou mais alças de flambagem ao longo de seu comprimento. Por outro lado, as condições de contorno são afetadas pela ocorrência ou não de extremidades fixas e pela interação solo-estrutura, assunto que é abordado com mais detalhes no item 5. Propriedades da seção como inércia, área, curva tensão deformação do material, coeficiente de expansão térmica e coeficiente de Poisson também são responsáveis por alterações na deformada e nos esforços apresentados ao longo do comprimento do duto.

5 Interação solo-estrutura

Na maioria dos projetos simplificados de engenharia, procura-se separar os fenômenos estruturais dos geotécnicos. Por exemplo, em projetos de edifício, a prática é possuir uma equipe direcionada ao projeto estrutural e uma segunda equipe direcionada ao dimensionamento das fundações, tendo normalmente estas duas equipes interação mínima. O mesmo pode ser observado no caso de estruturas de cortinas atirantadas, onde o projeto geotécnico pode ser desenvolvido com pouca interferência do projeto estrutural.

Entretanto, alguns problemas de engenharia, de maior complexidade e especificidade, não podem ser trabalhados de forma segmentada no que concerne à interação entre o comportamento estrutural e a resposta geotécnica. Modelos estruturais de estacas submersas, dutos ou estruturas submetidas à ação de carregamentos sísmicos são exemplos nos quais uma análise mais detalhada dos efeitos de interação solo-estrutura precisa ser realizada.

O contato entre dutos utilizados na indústria *offshore* e o leito marinho tem sido alvo de pesquisas em países nos quais o desenvolvimento desta indústria tornou-se necessário. No Brasil, a descoberta do Pré-Sal trouxe consigo o fomento de pesquisas nesta área. O entendimento do comportamento de *pipelines* e *risers* quando em contato com o solo pode prevenir possíveis acidentes e tornar os projetos de exploração mais econômicos.

Sabendo da importância do domínio deste fenômeno, este e outros trabalhos anteriores têm concentrado seus estudos em dutos apoiados em no leito marinho e como a resposta geotécnica pode influenciar no comportamento dos mesmos. Como forma de introdução aos conceitos necessários e ao melhor entendimento do fenômeno, nos itens subsequentes, são apresentadas as teorias consolidadas acerca do assunto.

5.1 Enterramento

O primeiro conceito a ser apresentado está relacionado com a forma como o solo dissipa seu excesso de poropressão. A dissipação do excesso de pressão neutra do solo influencia diretamente no adensamento do mesmo quando submetido a determinado carregamento. Portanto, a carga imposta pela ação do peso próprio do duto e outras

forças geradas na operação e instalação podem ser responsáveis pela dissipação deste excesso existente no solo, e seu consequente adensamento.

O fenômeno de adensamento do solo está intimamente ligado à capacidade que o mesmo tem de se rearranjar diminuindo seu volume quando submetido a carregamentos. Sabe-se que no caso de solos saturados a água presente nos vazios está diretamente relacionada a esse efeito através da pressão. Portanto, conforme a poropressão é dissipada, o solo adquire capacidade de se rearranjar procurando a configuração de menor energia, associada comumente a configurações de menor volume. Esta alteração de volume, no caso de estudos de dutos, pode fazer com que o mesmo se torne mais enterrado, alterando as condições de contorno iniciais previstas e modificando o desenvolvimento da resistência inicial do solo.

Logo, o enterramento do duto no solo é alvo de estudos e torna-se extremamente importante na determinação da resistência lateral e posterior comportamento da estrutura. Para tal, a indústria *offshore* desenvolve experimentos e utiliza-se de ROV's (*Remoted Operated Vehicles*) e AUV's (*Autonomous Underwater Vehicles*) para observar o ambiente marinho em busca de maior *know-how* acerca do assunto.

Sabe-se que a determinação da forma como o solo encontra-se restringindo o duto é extremamente importante e, portanto, algumas geometrias de solo foram exemplificadas por BRANSBY *et al.* [22]. Para melhor entendimento das condições de contorno impostas pelo solo, pode-se dividir o enterramento do solo em dois tipos: o nominal e o local. Na Figura 5.1, observa-se que o enterramento nominal foi mantido constante nos 4 exemplos, entretanto pode-se identificar que para esse enterramento existem diversas possibilidades de enterramento local, tornando a estrutura mais ou menos restrita. Portanto, de modo a facilitar o entendimento dos fenômenos, apresenta-se a seguir as definições associadas à divisão dos enterramentos, que são:

- enterramento nominal: a profundidade com relação ao nível médio do solo;
- enterramento local: profundidade correspondente à berma na lateral do duto.

Ressalta-se que a simplificação utilizada no exemplo não existe na natureza, podendo o solo assumir infinitas configurações. Entretanto, para fins acadêmicos pode-se apresentar o enterramento segmentadamente. A Figura 5.2 apresenta então as várias

condições de enterramento estudadas por BRANSBY *et al.* (2014) [22], utilizando combinações entre diferentes enterramentos nominais e locais. Neste exemplo, o enterramento foi adotado como w , o diâmetro com D e V representa o peso submerso do duto por metro linear.

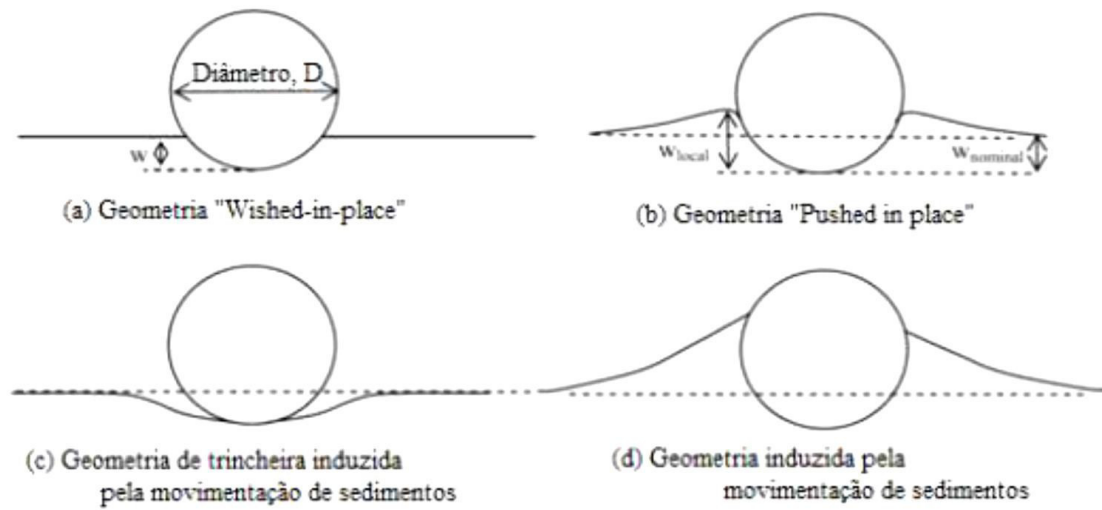


Figura 5.1 - Geometrias possíveis de solo de restrição do duto [22].

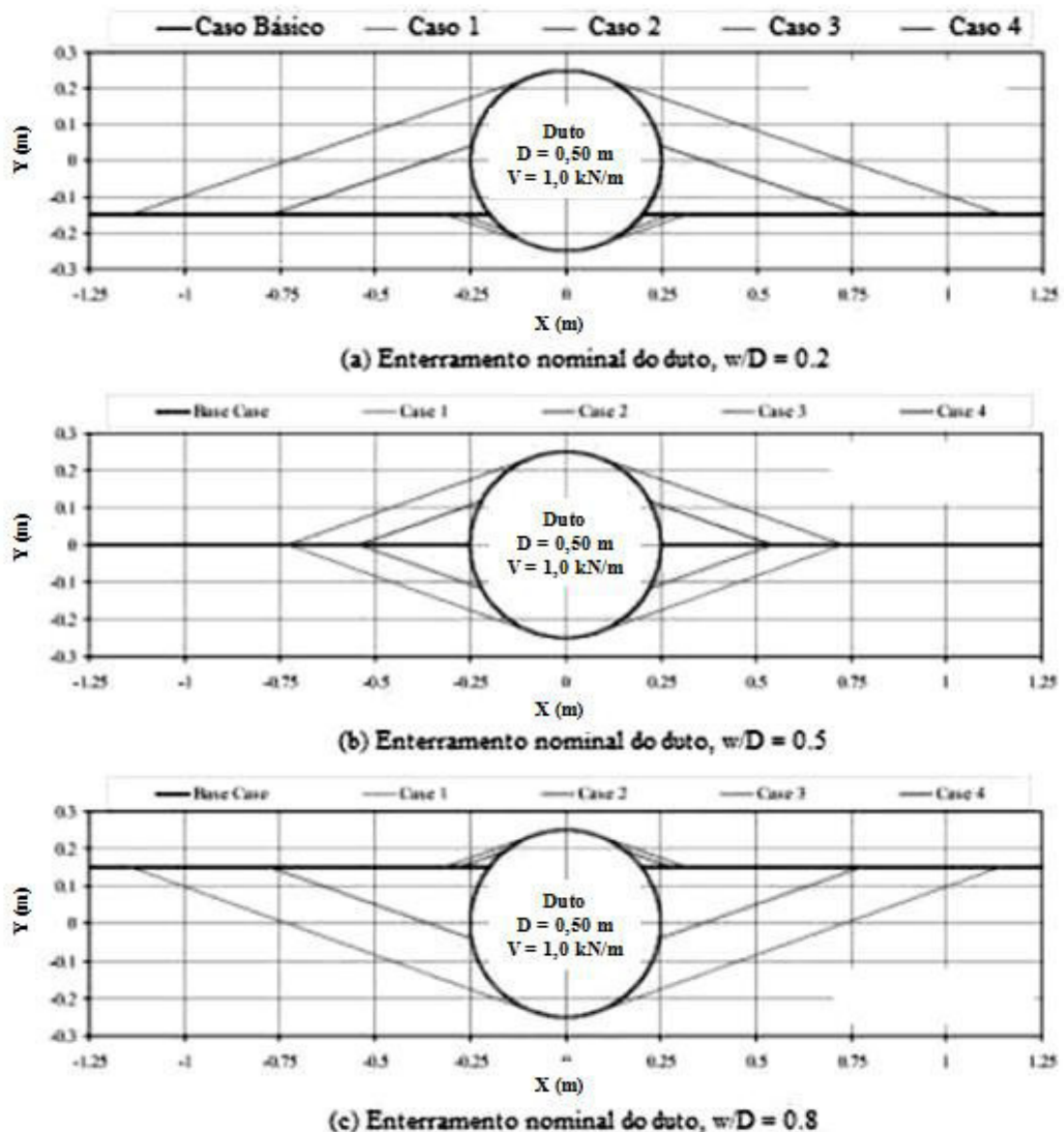


Figura 5.2 - Variações apresentadas por BRANSBY *et al.* para enterramentos de dutos [22].

Os dutos a serem estudados neste trabalho são dutos parcialmente enterrados, conforme apresentado anteriormente. Entretanto, dependendo da magnitude de enterramento do mesmo o comportamento observado em relação ao deslocamento é completamente alterado. Quando completamente enterrados, estes tendem a se movimentar verticalmente, vencendo seu peso próprio e uma possível resistência passiva ocasionada por camadas de solo sobre os mesmos

No caso de estruturas executadas em águas profundas, o enterramento das mesmas torna-se extremamente caro, induzindo a um projeto onde, ao menos inicialmente, a condição seja de enterramento parcial. Os mesmos contam, portanto,

com o peso próprio para mantê-los em um plano aproximadamente horizontal e induzir movimentos laterais.

Considerando somente dutos parcialmente enterrados, segundo CARNEIRO [23], alguns fatores como o peso submerso da estrutura, a resistência do solo, o diâmetro do duto, as cargas devidas à instalação dentre outros influenciam no comportamento de interação. Estes por sua vez são responsáveis por alterar o enterramento e, conseqüentemente, as resistências axial e lateral do solo, que quando submetido ao carregamento cria um ciclo extremamente iterativo, conforme mapeado na Figura 5.3. A mesma apresenta de forma simplificada o fenômeno ocorrido na interação solo-estrutura.

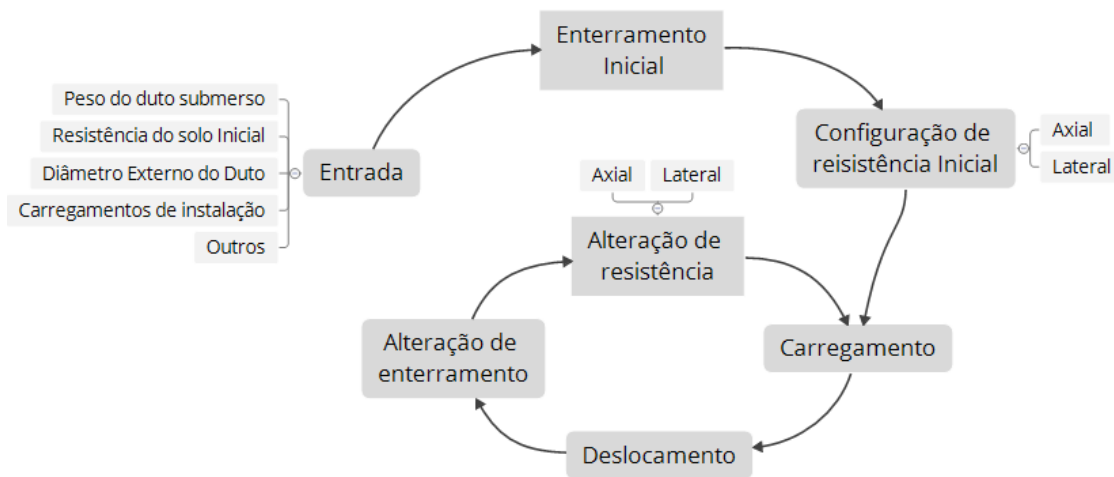


Figura 5.3 - Diagrama simplificado de interação solo-estrutura.

Novas metodologias ligadas aos elementos finitos têm se desenvolvido devido às demandas de engenharia estrutural, geotécnica e outras. Especificamente, no comportamento de solos, algumas peculiaridades são encontradas, demandando elementos de comportamento mais complexo. Com isso, os chamados de elementos de contato, capazes de reproduzir a interação entre a estrutura e o ambiente no qual ela se encontra têm sido estudados e aprimorados de forma a garantir uma análise mais realista do contato entre materiais de comportamento aproximadamente elástico com outros governados pela plasticidade ou elastoplasticidade. Estes possuem diversas aplicações além da apresentada anteriormente, entretanto, em muitos casos torna-se extremamente complicado atestar sua eficiência em representar a interação que propõem. Neste caso, outras linhas de pesquisa desenvolvem modelos em escala reduzida capazes de reproduzir o ambiente encontrado *in loco* com certa acurácia.

Portanto, prever o enterramento de um duto ao longo de sua vida útil pode ser extremamente complexo e demandar pesquisas avançadas e análises extensas. Devido à falta de acesso a esse nível de detalhamento, a prática de projeto está associada ao enterramento inicial estimado e à aplicação de um *Dynamic Lay Factor* que, teoricamente, é capaz de cobrir os possíveis casos de configuração do duto. Este enterramento inicial também é alvo de estudos, conforme é apresentado no item 5.1.1.

5.1.1 Enterramento inicial

O enterramento inicial do duto está associado aos fatores já vistos no item anterior, trazendo consigo estreita relação com a resistência do solo de fundação e com o diâmetro do duto. Para tal, métodos empíricos definem equações capazes de reproduzir estimativas destas configurações iniciais. Dentre os experimentos mais desenvolvidos nesta área, encontra-se o método de VERLEY & LUND [24], que define o enterramento primário do duto como sendo função do peso específico do solo total saturado (γ_s), do diâmetro externo do duto (D), do peso submerso do mesmo (w_s) e da resistência não drenada da argila (s_u). O mesmo trabalho também define uma equação para o enterramento inicial no caso de solos arenosos, entretanto, a mesma não é apresentada neste trabalho, pois é dada atenção ao comportamento específico das argilas. As Equações 5.1 e 5.2 apresentam os fatores necessários à obtenção deste afundamento inicial do duto (z_1), apresentado na Equação 5.3. Este método é apresentado por inteiro no item 5.4, definindo a relação força-deslocamento para um ciclo de carregamento.

$$G = \frac{s_u}{D \cdot \gamma_s} \quad [5.1]$$

$$K_0 = \frac{s_u \cdot D}{w_s} \quad [5.2]$$

$$\frac{z_1}{D} = 0,0071 \cdot \left(\frac{G^{0,3}}{K_0} \right)^{3,2} + 0,062 \cdot \left(\frac{G^{0,3}}{K_0} \right)^{0,7} \quad [5.3]$$

Portanto, o enterramento inicial define as condições primárias de contorno do solo. Entretanto, este parâmetro não é o único responsável por definir o comportamento do solo durante toda sua vida útil, sendo necessário definir uma relação força-

deslocamento responsável por reger o comportamento do solo. O item 5.2 apresenta os conceitos relacionados ao entendimento da relação força-deslocamento.

5.2 Relação força-deslocamento

Conforme previamente introduzido, a interação solo-estrutura pode ser simplificada, na maioria dos casos. No caso de fundações de edifícios, a prática de projeto sugere que o engenheiro estrutural repasse as cargas que são transmitidas à fundação para o engenheiro geotécnico. Este por sua vez utiliza de métodos empíricos ou semi-empíricos para definir a fundação a ser utilizada, a tensão que é transmitida ao solo e os recalques que podem existir de acordo com as demandas estruturais. Nota-se que existe pouca interação neste caso entre os engenheiros estruturais e os geotécnicos.

Outro caso muito comum está relacionado às estacas submetidas a carregamentos horizontais e/ou momentos. Neste caso, diferentemente do anterior, existem métodos difundido que adotam rigezas ao longo do comprimento das estacas. Estas rigidezes, no geral, podem ser aproximadas por comportamento elástico linear, podendo em alguns casos ser necessária a utilização de relações não-lineares de força deslocamento. Estas rigidezes são, em geral, fornecidas pelo engenheiro geotécnico, de acordo com uma investigação prévia.

No caso de dutos apoiados em solo, algumas simplificações de comportamento de interação solo-estrutura não podem ser adotadas, uma vez que as não linearidades envolvidas têm maior influência nos resultados globais.

5.2.1 Força-Deslocamento (*pipelines*)

A relação força-deslocamento desenvolvida no caso de estudos de flambagem e outros efeitos geradores de movimento em dutos torna-se importante para definir limites e faixas de deslocamento. Estas faixas de deslocamento trazem consigo acréscimos de tensão na estrutura que precisam se manter em níveis seguros, evitando os modos de falha explicitados no item 4.4.2. Portanto, apesar de extremamente não-lineares, os efeitos devidos à interação solo-estrutura devem ser previstos o mais próximo da realidade possível.

Sabe-se que a resistência de interação solo-duto pode ser subdividida em duas parcelas. A primeira parcela e a mais simples tem relação com o contato entre o solo e a estrutura. Esta parcela é gerada pelo atrito de Coulomb. Entende-se que esta parcela tem

relação somente com o contato entre as superfícies, no caso a argila e o aço, e a força exercida ortogonalmente ao plano de contato. Portanto, considera-se que a mesma não tem a capacidade de variar com o movimento, se mantendo constante enquanto os materiais e a força perpendicular ao plano forem mantidos. De modo idealizado, pode-se assumir que o duto encontre uma superfície rígida o bastante para que não haja enterramento inicial e o deslocamento não seja capaz de modificar esta condição, conforme apresentado na Figura 5.4. Neste caso, o gráfico de força-deslocamento encontrado tem sempre o formato apresentado na Figura 5.5, constante para qualquer que seja o deslocamento. Para o caso estudado, a força ortogonal ao plano de atrito é dada pelo peso submerso do duto subtraído da força de sustentação do duto [24].

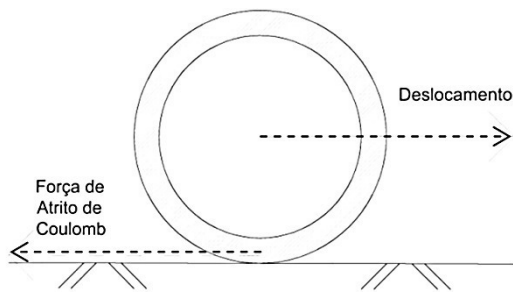


Figura 5.4 - Idealização para atrito de Coulomb.

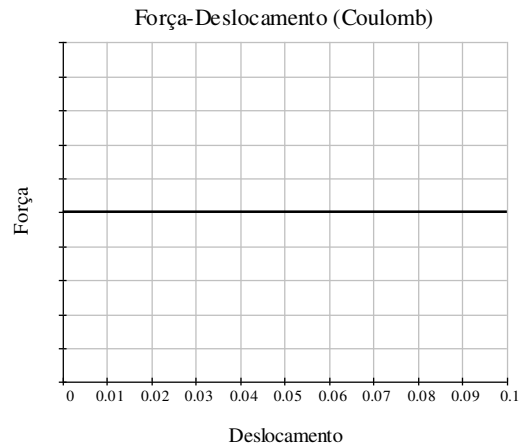


Figura 5.5- Força-Deslocamento de Coulomb.

O atrito de Coulomb contribui para a resistência do solo nas direções axial e lateral. É importante ressaltar que a resistência imposta pelo solo tem sua magnitude definida com relação às direções locais do elemento, ou seja, como os deslocamentos observados são em sua maioria de grande magnitude a mudança de direção dos eixos representa diferenças significativas. Modelos que adotem interação solo-estrutura ortogonal acompanhando o eixo global da estrutura possuem diferenças significativas com relação aos resultados encontrados no caso de aplicação desta resistência no eixo local. Portanto, neste trabalho, todas as restrições são aplicadas no eixo local da estrutura, acompanhando seu movimento.

Por outro lado, a segunda parcela é responsável por todo o comportamento interativo, ortogonal ao eixo axial da estrutura, observado no deslocamento de *pipelines*. Esta parcela, conhecida como resistência passiva, está aqui relacionada com a formação de bermas. Portanto, o enterramento inicial apresentado no item 5.1.1 é o maior

responsável pelo desencadeamento desta parcela de resistência do solo. Observa-se que, mantendo todas as outras variáveis constantes, conforme o enterramento aumenta a resistência lateral inicial também aumenta. Entretanto, a resistência observada no desenvolvimento do deslocamento lateral é alterada pelo movimento, conforme supracitado. Com isso, BRUTON *et al.* [25] dividiu os dutos em pesados e leves, sendo esta relação governada pela Equação 5.18.

$$\frac{\text{Força Vertical}}{\text{Resistência não drenada } (s_u) \cdot \text{Diâmetro do duto}} \begin{cases} > 2,5 ; \text{ Duto Pesado} \\ < 1,5 ; \text{ Duto Leve} \end{cases} \quad [5.4]$$

Neste mesmo trabalho, Pode-se identificar também a diferenciação entre o comportamento de dutos pesados e dutos leves quando submetidos a deslocamento lateral. A Figura 5.6 apresenta a relação força deslocamento em dutos pesados.

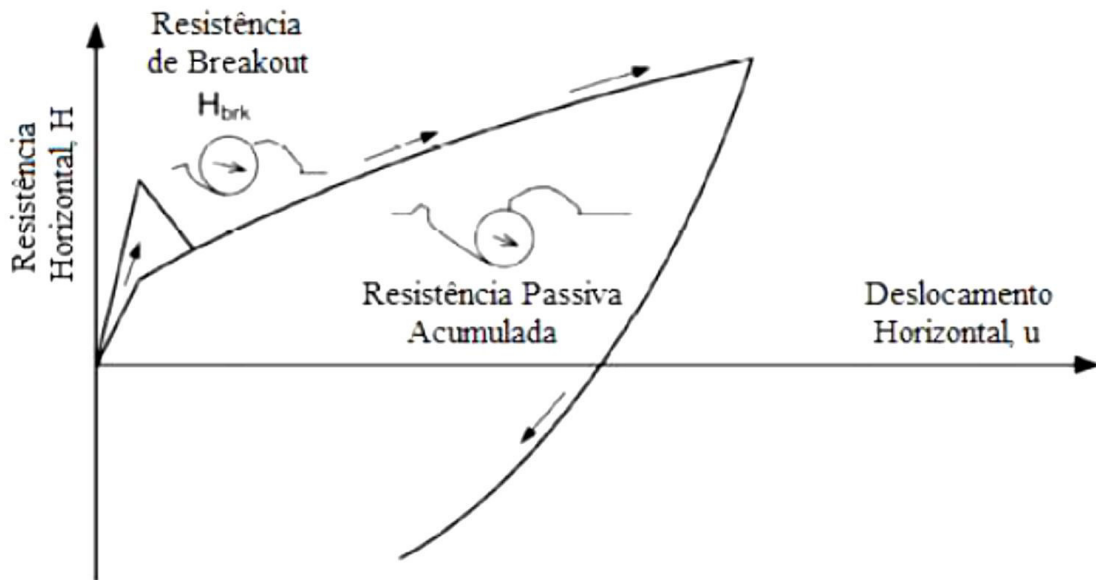


Figura 5.6 - Relação Força-Deslocamento no caso de dutos classificados como pesados [25].

Nota-se que a resistência se desenvolve aproximadamente linear até atingir a resistência de *Breakout*, que é apresentada com mais detalhes adiante. Ultrapassando esse valor limite de resistência existe a uma perda significativa pós *Breakout* seguida de um novo aumento de resistência. Este segundo aumento de resistência está diretamente relacionado com o peso do duto. No caso de dutos pesados a força gerada pela resistência passiva do solo não é capaz de soerguer a estrutura, permitindo seu afundamento. O trecho final do gráfico apresenta o descarregamento da estrutura.

Por outro lado, o comportamento observado no caso de dutos classificados como leves não segue o apresentado anteriormente. A Figura 5.7 apresenta o desenvolvimento da resistência lateral neste caso.

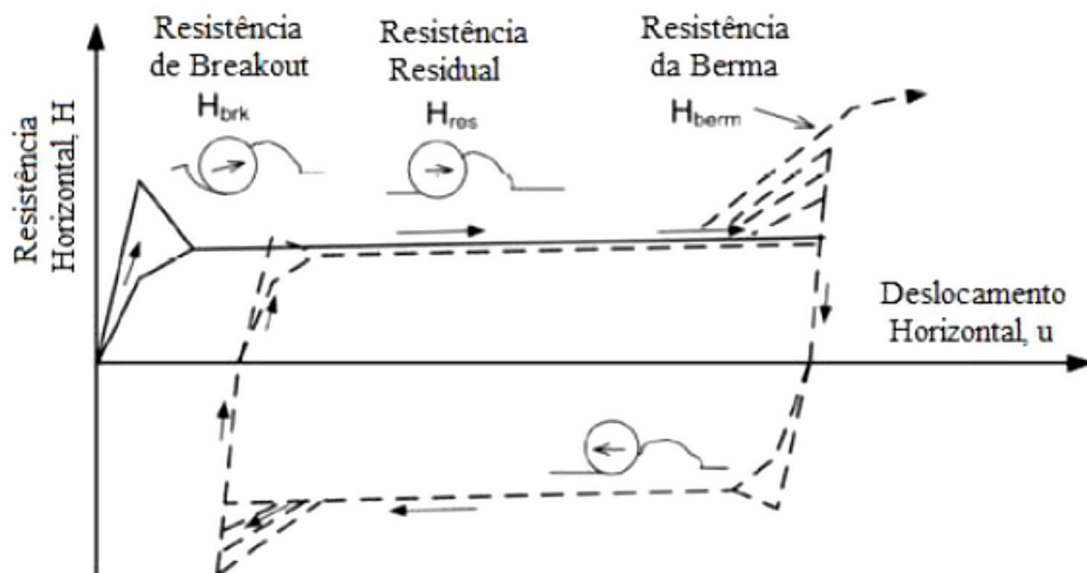


Figura 5.7 - - Relação Força-Deslocamento no caso de dutos classificados como leves [25].

Observa-se que, nesta situação, o comportamento inicial é semelhante ao encontrado em dutos pesados até o alcance da resistência de *Breakout*. Neste ponto a resistência encontra uma queda e então se mantém aproximadamente constante. Neste caso, destaca-se que o peso da estrutura não foi suficiente para vencer a força de soerguimento do solo, impedindo que o mesmo se enterrasse ainda mais. Por outro lado, este ainda carrega a berma até que seja descarregado. Após o descarregamento, ele tende a estimular pequenas parcelas de resistência passiva toda vez que se movimentar, modificando a condição de contorno a cada ciclo.

Portanto, o desenvolvimento da relação força-deslocamento está sempre ligada à relação entre o peso do duto, seu diâmetro e a resistência do solo, preponderantemente. Entretanto, sabe-se que o duto não é carregado somente uma vez durante sua vida útil, acarretando no fenômeno cíclico que é brevemente ilustrado apresentado no item subsequente.

5.3 Interação cíclica solo-estrutura

Conhecer os efeitos da relação de contato entre o solo e a estrutura pode crucial à correta previsão do comportamento estrutural. Entretanto, muitos dutos utilizados na

indústria *offshore* não trabalham durante toda a sua vida útil, podendo estar em operação ou fora de operação. Logo, sabe-se que as condições de carregamento mudam radicalmente entre as fases no caso de dutos de extração. Em períodos de operação a variação de temperatura entre o meio interno e externo pode chegar a 100 graus Celsius, e o mesmo ocorre com a pressão, verificando altas variações.

Esta diferença de condições de carregamento faz com que haja tantos ciclos quanto necessários à manutenção da linha. Estes ciclos por sua vez gerarão movimentação e mudança no leito marinho e, conseqüentemente, nas condições de contorno. Isso ocorre, pois apesar de o duto ter comportamento linear para determinados níveis de tensão, o comportamento do solo é em sua maioria não-linear e plástico, não recuperando a sua condição inicial após carregado. Ainda que estes ciclos muitas vezes tenham tendências estabilizantes às condições ambientais não permitem que o equilíbrio seja alcançado. Fatores como a movimentação do solo marinho, o adensamento do mesmo, a influência da fauna marinha entre outros modificam a condição de interação constantemente. A Figura 5.8 apresenta o ciclo exemplificado neste item. Contudo, as interações cíclicas não são aplicadas nos modelos tratados neste trabalho.



Figura 5.8 - Esquema gráfico de ação cíclica de carregamento de dutos.

5.4 Modelo de VERLEY & LUND

Conforme introduzido no item 5.1.1, esta seção apresenta o modelo de VERLEY & LUND para desenvolvimento da relação força-deslocamento lateral. No mesmo, são consideradas as duas parcelas na interação duto-solo apresentadas nos itens anteriores, atribuídas ao atrito de Coulomb e à resistência passiva do solo. A força total neste caso é dada pela Equação 5.5. A Equação 5.6 descreve as componentes das parcelas devidas ao atrito de Coulomb.

$$F_s = F_f + F_R \quad [5.5]$$

$$F_f = \mu \cdot (w_s - F_l) \quad [5.6]$$

onde:

F_s - resistência lateral total de interação solo-estrutura;

F_f - resistência passiva do solo;

- F_R - resistência de atrito de Coulomb;
- F_I - força de sustentação atuando no duto;
- μ - coeficiente de atrito.

5.4.1 Força de resistência passiva

A força de resistência passiva se desenvolve de maneira não-linear de acordo com o deslocamento lateral imposto à estrutura. Portanto, o modelo de VERLEY separa este desenvolvimento em quatro trechos distintos, que são descritos a seguir e apresentados na Figura 5.9.

- I. A primeira parcela é “elástica”, o deslocamento lateral é, em geral, dado por uma faixa mínima limitada em 2% do diâmetro. Para este deslocamento de 2% há a força limite designada por F_{R1} .
- II. A segunda parcela é uma região plástica onde o solo começa a acumular a chamada resistência de *Breakout*, seu limite superior é dado pela força F_{R2} . Esta é considerada como o ponto onde o solo sofre uma espécie de "ruptura", diminuindo bruscamente sua resistência no trecho posterior.
- III. Após atingir a resistência de *Breakout*, o solo perde resistência e então se desenvolve um trecho decrescente na curva. Este trecho é limitado pela resistência F_{R3} .
- IV. No ultimo trecho, o valor da força é constante com valor de F_{R3} .

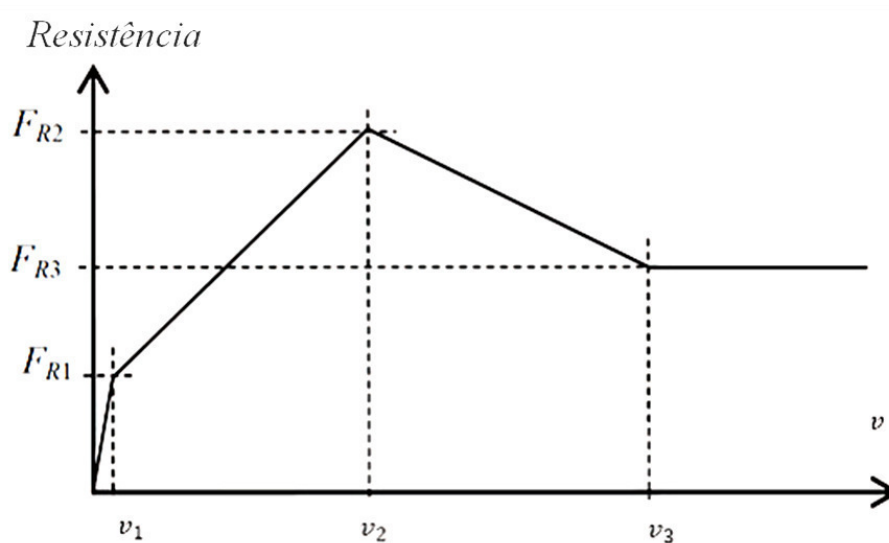


Figura 5.9 - Curva típica de relação força deslocamento [24].

Ressalta-se que este desenvolvimento de resistência é adotado para o primeiro ciclo de carregamento da estrutura, não compreendendo efeitos cíclicos nem descarregamentos. Os itens subsequentes apresentam cada uma das etapas previstas no modelo estudado.

5.4.2 Regime “elástico”

No primeiro trecho, a resistência F_{R1} é dependente basicamente da penetração do duto no solo, previamente apresentada no item 5.1.1 e reiterada pelas Equações 5.7 a 5.9. Logo, utilizando a profundidade de enterramento inicial do duto z_1 , pode-se obter o valor da força F_{R1} através da Equação 5.10. O fator K_c necessário pode ser obtido na Equação 5.11.

$$G = \frac{s_u}{D \cdot \gamma_s} \quad [5.7]$$

$$K_0 = \frac{s_u \cdot D}{w_s} \quad [5.8]$$

$$\frac{z_1}{D} = 0,0071 \cdot \left(\frac{G^{0,3}}{K_0} \right)^{3,2} + 0,062 \cdot \left(\frac{G^{0,3}}{K_0} \right)^{0,7} \quad [5.9]$$

$$F_{R1} = \frac{4,13 \cdot K_c \cdot (w_s - F_l)}{G^{0,392}} \cdot \left(\frac{z_1}{D} \right)^{1,31} \quad [5.10]$$

$$K_c = \frac{s_u \cdot D}{w_s - F_l} \quad [5.11]$$

onde:

γ_s - peso específico do solo seco (que pode ser tomado como 18000N/m³ no caso de argilas [24]);

5.4.3 Regime plástico

Se a força lateral imposta possuir magnitude suficiente para ultrapassar a força F_{R1} , então a interação entra na segunda fase, o regime plástico, modificando-se a rigidez imposta à estrutura pela resistência passiva a partir deste ponto. Nesta fase, a configuração do modelo apresenta uma nova profundidade de enterramento do duto. Esta penetração é função do movimento lateral do duto, conforme apresentado na

Equação 5.12. As Equações 5.13 e 5.14 apresentam as funções necessárias ao cálculo do afundamento do duto no solo, através da energia (E) gerada pelo deslocamento.

$$\frac{z_2}{D} = \left[0,12 \cdot S^{0,637} \cdot \xi^{0,32} \cdot \left(\frac{a}{D}\right)^{-0,25} \right], \left(\frac{a}{D}\right) \geq 0,050 \quad [5.12]$$

$$E = \int_0^t F_R ds \quad [5.13]$$

$$\xi = \frac{E}{S_u \cdot D^2} \quad [5.14]$$

onde:

- z_2 - profundidade de assentamento do duto no trecho plástico;
- a - amplitude lateral de oscilação do duto.

Todavia, pode-se dizer que, para teoria adotada, a penetração no solo é limitada pelo máximo de 30% do diâmetro. Logo, pode-se definir a resistência máxima de *Breakout* pela Equação 5.18.

$$F_{R2} = \frac{4,13 \cdot K_c \cdot (w_s - F_l)}{G^{0,392}} \cdot \left(\frac{z_2}{D}\right)^{1,31} \quad [5.15]$$

Portanto, sabe-se ainda que para adoção deste modelo o deslocamento obtido na resistência de *Breakout* está entre 50% [26] e 75% [27] do valor do diâmetro externo, possibilitando a construção da curva a partir de valores dados conhecidos.

5.4.4 Pós-resistência de *Breakout*

A DNV-RP-F109 [26] recomenda que a profundidade z_3 adotada para a resistência pós *Breakout* seja de 50% de z_2 até que o deslocamento seja menor que D. Pode-se então definir a resistência F_{R3} pela Equação 12.

$$F_{R3} = \frac{4,13 \cdot K_c \cdot (w_s - F_l)}{G^{0,392}} \cdot \left(\frac{z_3}{D}\right)^{1,31} \quad [5.16]$$

O deslocamento v_3 é definido como D pela DNV e pela Equação 5.17 segundo o manual do PONDUS [27].

$$v_3 = D \cdot \left[0,6 \cdot \left(\frac{5,5}{k} + 1\right) + \frac{v_2}{D} \right] \quad [5.17]$$

onde k é dado pela Equação 5.18.

$$k = \frac{\gamma_s \cdot D^2}{w_s - F_l} \quad [5.18]$$

Logo, pode-se obter a curva de interação solo-estrutura segundo o modelo de VERLEY através das formulações apresentadas, simulando o primeiro carregamento estrutural. O item 5.4.5 exemplifica o desenvolvimento desta curva e apresenta a relação de dependência entre os dados de entrada e as curvas obtidas.

5.4.5 Avaliação Paramétrica

Para melhor entendimento do modelo de VERLEY, são realizadas variações paramétricas. Estas exemplificam a influência dos parâmetros utilizados neste modelo. O Item 10.2 apresenta o Anexo B onde podem ser encontrados todos os cálculos e Figuras apresentadas no presente item e realizados com o auxílio da ferramenta computacional MathCAD. Logo, definiu-se alguns parâmetros fixos considerando um duto submerso, sendo eles:

- Diâmetro externo do duto (D): 0,254m (10 polegadas);
- Espessura do duto (e): 0,015m;
- Peso submerso do duto preenchido (w_s): 0,70 kN/m;
- Densidade do solo (γ_s): 18kN/m³.
- Deslocamento máximo no trecho elástico: 2,0%D;
- Deslocamento máximo no trecho plástico: 75%D;
- Força de sustentação atuando do duto: 10% do peso submerso do duto;
- Resistência não drenada do solo (S_u): 5,0 kPa;
- Coeficiente de atrito do solo (μ): 0,20.

Adotando estes dados descritos anteriormente é possível obter a curva apresentada na Figura 5.10. Nesta, pode-se identificar as curvas do atrito de Coulomb, a resistência passiva do solo e a soma das duas parcelas para as condições supracitadas.

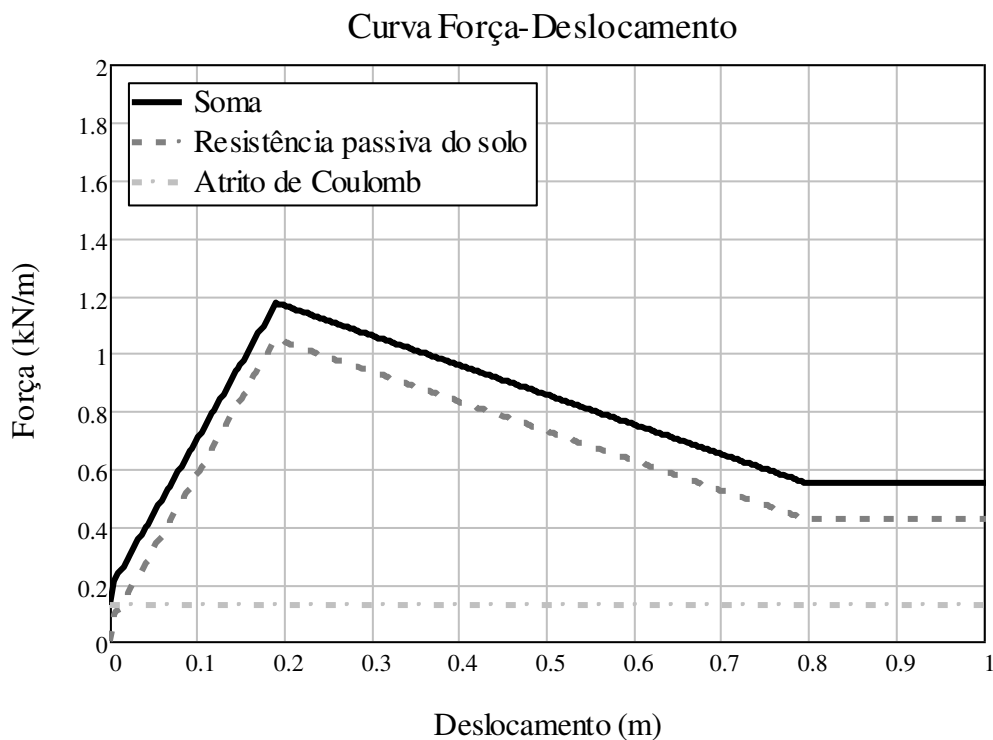


Figura 5.10 - Curva força-deslocamento.

É importante destacar que, o trecho elástico do comportamento tem magnitude mínima quando comparado aos demais, fazendo com que sua observação nos gráficos apresentados seja impossibilitada. Com isso, o primeiro trecho que pode ser observado é sempre o trecho plástico que antecede o *Breakout*.

5.4.5.1 Deslocamento máximo no *Breakout*

A primeira variação paramétrica aplicada é a de deslocamento máximo para a resistência de *Breakout*. Conforme anteriormente citado, estudos indicam que esta ocorreria para um deslocamento lateral entre $0,50D$ e $0,75D$. Portanto, faz-se necessário avaliar a influência deste parâmetro no desenvolvimento das curvas. A Figura 5.11 apresenta esta variação.

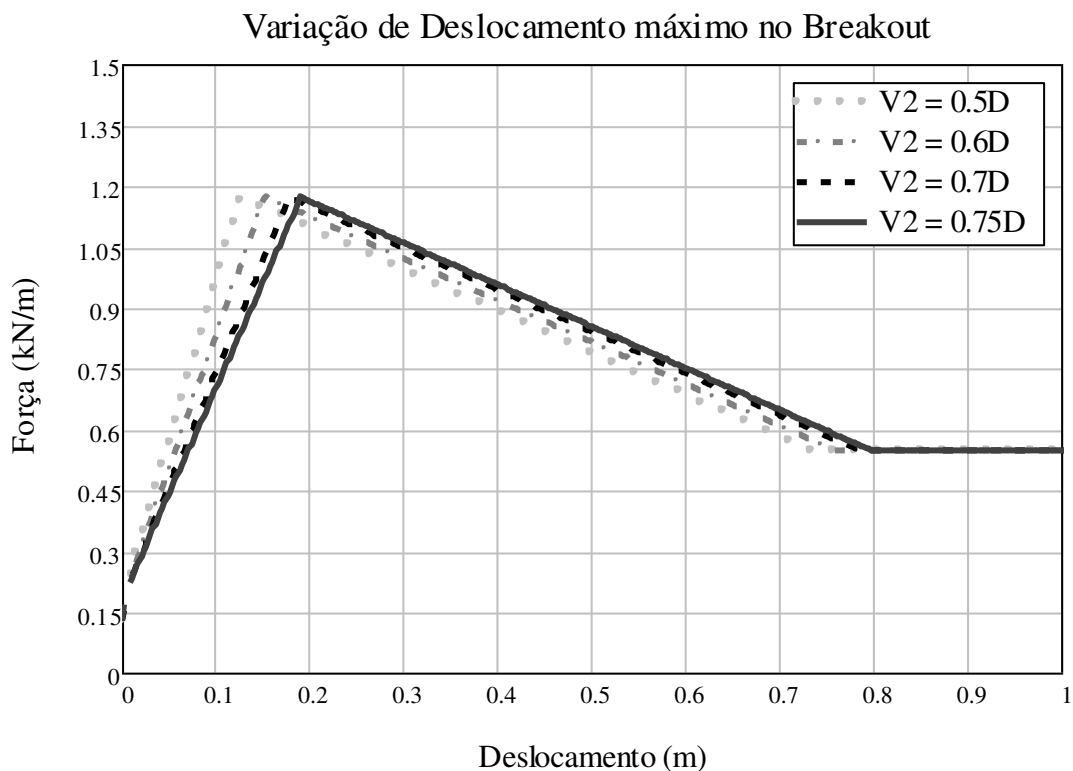


Figura 5.11 - Variação de posição de resistência de *Breakout*.

Neste caso, o parâmetro altera somente a inclinação do trecho plástico de acúmulo de resistência pré *Breakout* da curva e o início dos trechos pós resistência de pico e do trecho constante pós "estabilização".

5.4.5.2 Variação da força F_1 de sustentação

Neste item, é avaliado o efeito da variação da força de sustentação que atua no duto. Para tal, é considerada uma porcentagem do peso do duto como o valor de F_1 , este artifício é utilizado, pois a força de atrito de Coulomb não pode ser negativa, fazendo com que o valor máximo da força de sustentação do duto seja avaliado como próprio peso submerso do duto. A Figura 5.12 apresenta a variação da força F_1 aplicada.

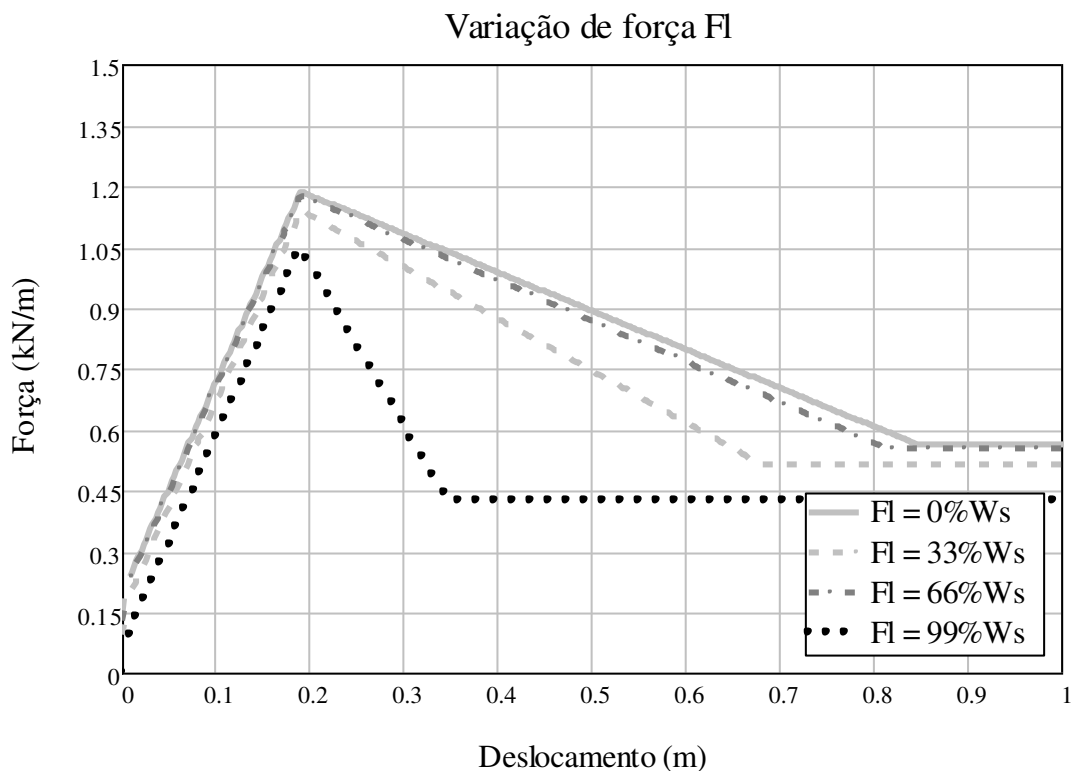


Figura 5.12 - Variação de força de sustentação FI.

A análise da Figura 5.12 permite identificar que a variação força de sustentação do duto reflete de duas formas no formato da curva. Primeiramente, influencia na parcela de devido ao atrito de Coulomb, uma vez que esta é dependente somente da força de sustentação exercida e do peso submerso do duto. Portanto, conforme a força, de sentido inverso ao peso próprio, aumenta existe uma tendência de que a força de atrito se torne nula. Por outro lado, a força de atrito é máxima quando não existe força de sustentação. Este fenômeno pode ser observado pela pequena diferença de altura das curvas no trecho plástico.

A segunda influência está diretamente ligada à inclinação da curva no trecho pós resistência de *Breakout*. Conforme se aumenta a força de sustentação a esta se torna mais brusca. Ou seja, dutos com menor força de sustentação aplicada têm tendência a prolongar o trecho pós pico, suavizando-o.

5.4.5.3 Variação do coeficiente de atrito do solo

A variação do coeficiente de atrito solo-estrutura é também de extrema importância para a avaliação da curva de resposta força deslocamento para interação solo-estrutura no caso de solos granulares e possui alguma influência quando se trata de

solos coesivos. Portanto, a Figura 5.13 apresenta a variação do coeficiente de atrito do solo e sua influência na formação da curva. Sendo μ o coeficiente de atrito padrão adotado de 0,20, apresenta-se então coeficientes de atrito relacionados a este por fatores diversos.

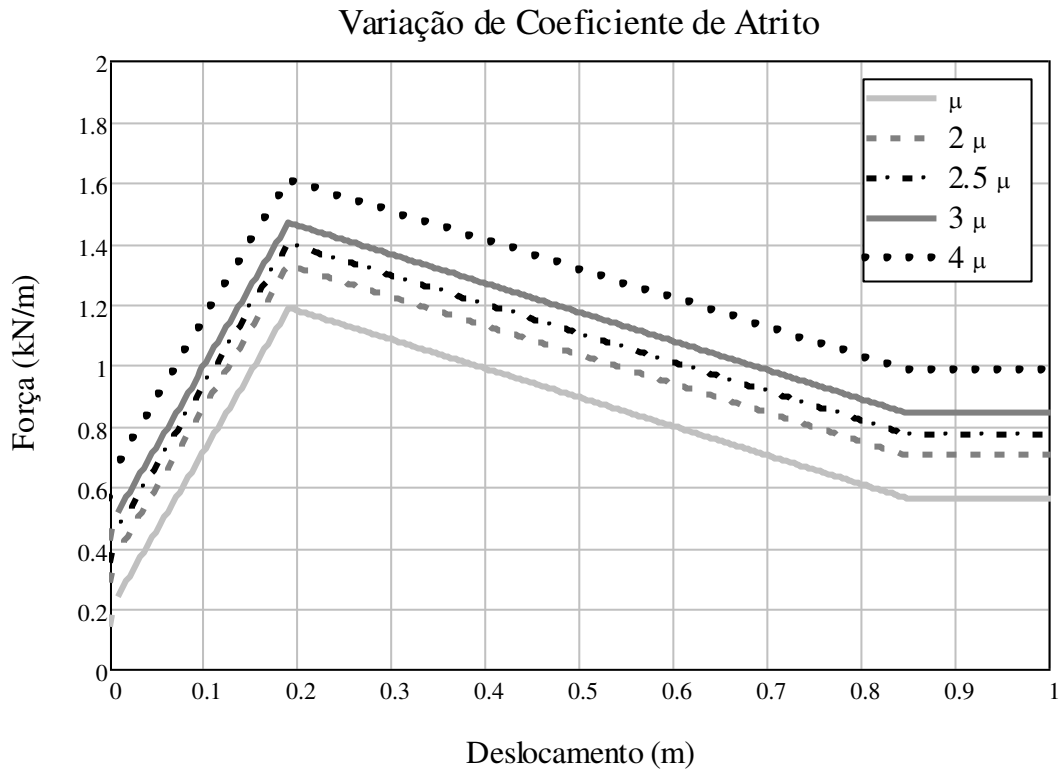


Figura 5.13 - Variação do coeficiente de atrito.

Conforme esperado, o atrito solo-estrutura quando aumentado desloca a curva como um todo para cima, criando assim uma resistência extra e constante ao longo de todo o processo de movimentação do duto.

5.4.5.4 Variação da resistência não drenada do solo (S_u)

A resistência não drenada do solo (S_u) pode ser considerada como o parâmetro chave em uma avaliação geotécnica de comportamentos não drenados. Conforme estudado, para que um determinado solo tenha este tipo de comportamento é necessário que o tempo de carregamento da estrutura e, conseqüentemente, do solo, seja muito menor que o tempo necessário para que o solo dissipe a poropressão.

Neste trabalho, é dado direcionamento para a avaliação de argilas de comportamento predominantemente não drenado. A avaliação paramétrica é feita a partir do valor de cinco quilopascals de resistência não drenada utilizado no Item 5.4.5,

considerando que possam ser aplicadas porcentagens deste valor para a obtenção de diferentes curvas de comportamento de interação solo-estrutura. A Figura 5.14 apresenta curvas para diferentes valores de S_u .

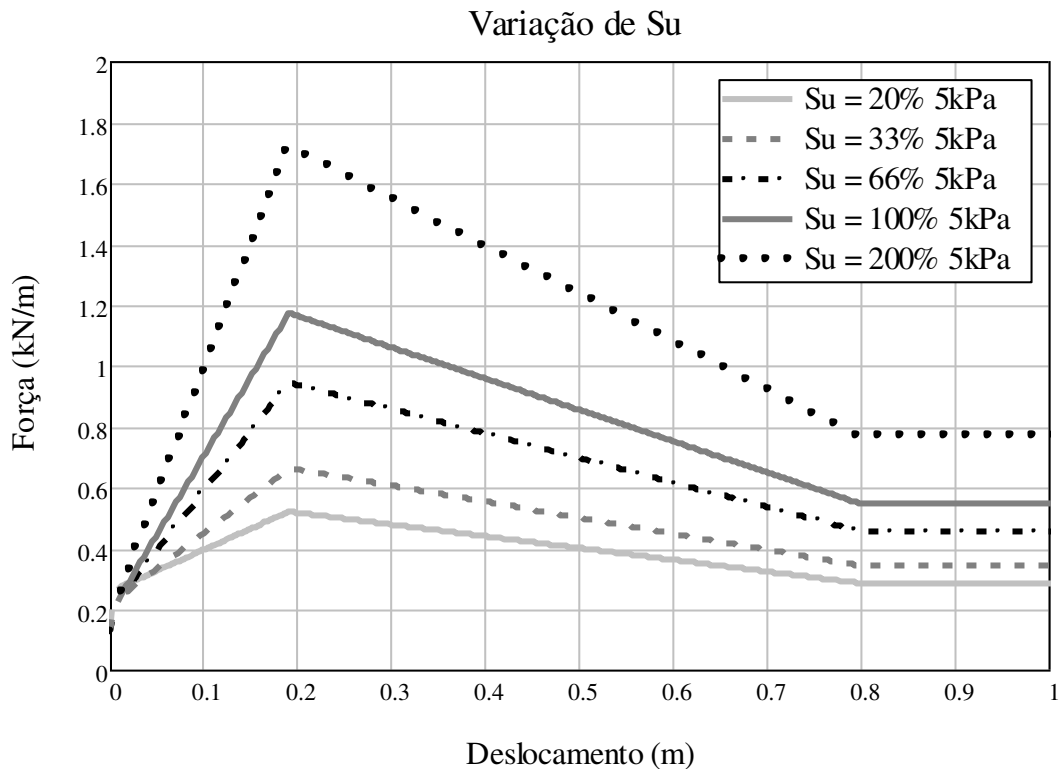


Figura 5.14 - Variação de S_u .

Nota-se que a variação do S_u tem significativa influência no formato da curva de interação solo-estrutura. A resistência não drenada modifica o comportamento do solo ao longo de todo o seu deslocamento. Entretanto, o aumento torna-se ainda mais evidente na região de *Breakout*, sugerindo que esta resistência não varia linearmente com o aumento do parâmetro S_u . Logo, procurou-se aprofundar mais na relação entre este parâmetro e as resistências de *Breakout* e a obtida no trecho constante. A Figura 5.15 explicita a variação destas com relação ao parâmetro estudado do solo.

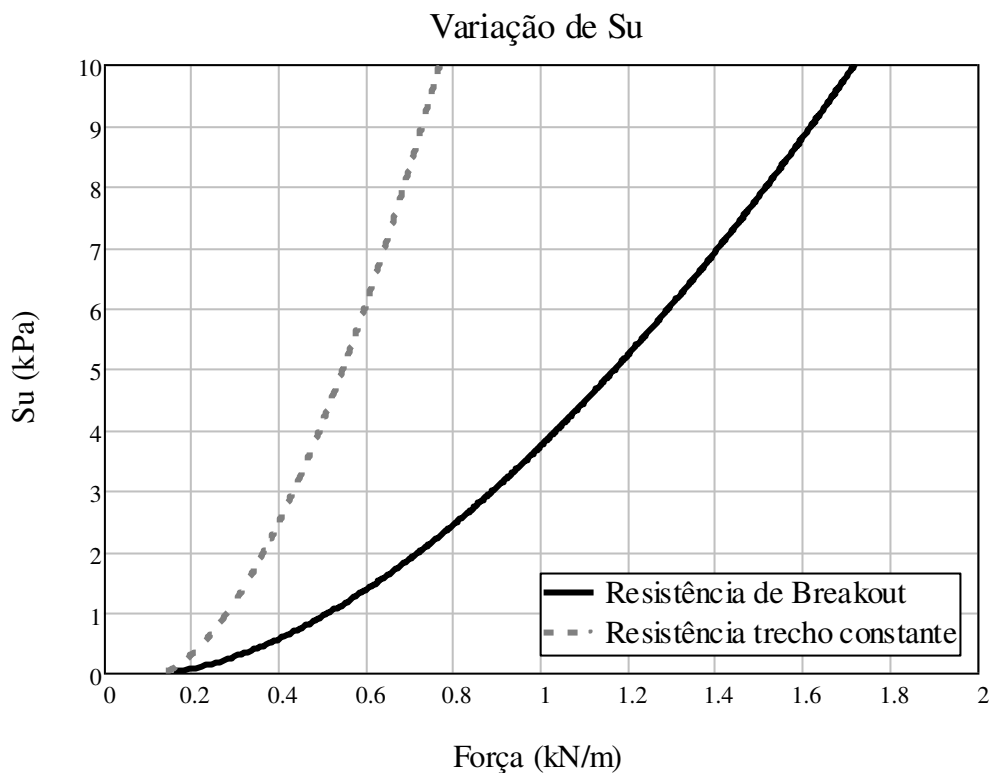


Figura 5.15 - Influência do S_u .

Nota-se que o valor de S_u tem influência direta na resistência de *Breakout* e no trecho constante da curva força deslocamento pós pico. É possível verificar ainda que pequenas variações de S_u quando o mesmo tem pequena magnitude geram grandes forças de *breakout*. Entretanto, conforme este parâmetro aumenta a influência do mesmo diminui com relação aos trechos iniciais, caracterizando uma curva de relação aproximadamente parabólica.

5.4.6 Força de atrito axial

A partir dos conceitos de enterramento inicial abordados no Item 5.1.1, pode-se utilizar a ideia de força de atrito axial reproduzida por CARDOSO [21] e apresentada na Equação 5.19 para representar de forma mais próxima da realidade desta força quando são tratados solos argilosos. Neste trabalho, é utilizada a força axial por unidade de comprimento, ou seja, a resistência não drenada do solo multiplicada pelo comprimento de contato, apresentado na Figura 5.16, entre o solo e a estrutura, conforme apresentado na Equação 5.20.

$$F_{at}^{axial} = S_u \cdot A_{lat} \quad [5.19]$$

$$F_{at}^a = S_u \cdot L_{lat} \quad [5.20]$$

onde:

F_{at}^{axial} - força de atrito axial;

A_{lat} - área lateral de contato entre o solo e a estrutura;

F_{at}^a - força de atrito axial por unidade de comprimento;

L_{lat} - comprimento lateral de contato entre o solo e a estrutura.

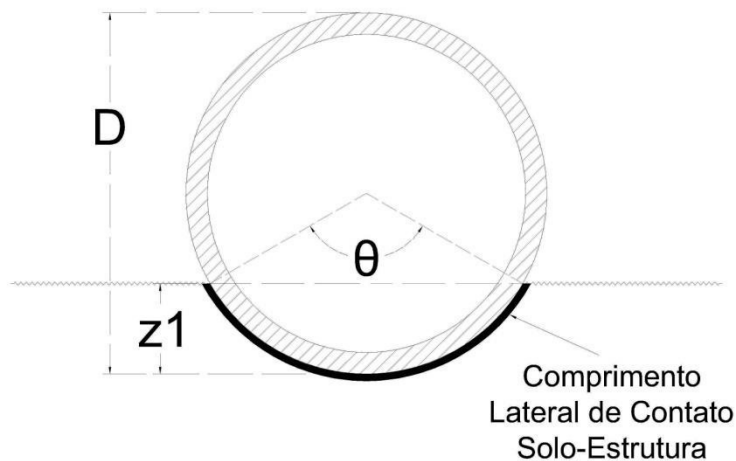


Figura 5.16 - Comprimento Lateral de Contato Solo- Estrutura.

Este comprimento de contato pode ser calculado através da utilização de relações trigonométricas simples a partir da Figura 5.16. Portanto, utilizando a Equações 5.9 pode-se encontrar o enterramento inicial a partir do valor de S_u . Posteriormente, a

Equação 5.21 fornece a relação entre as variáveis de enterramento e comprimento de contato. Por fim, aplicando a Equação 5.21 na Equação 5.20 chegamos à Equação 5.22 que define a força de atrito axial por unidade de comprimento em função do enterramento inicial.

$$L_{lat} = D \cdot \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot z_1}{D} \right) \quad [5.21]$$

$$F_{at}^a = S_u \cdot D \cdot \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot z_1}{D} \right) \quad [5.22]$$

6 Método simplificado de HOBBS

Com a intenção de avançar no entendimento do fenômeno de flambagem ocorrido em dutos apoiados em leito marinho foi desenvolvido por HOBBS e ROGER [15], um método capaz de reproduzir de forma simplificada as condições de carregamento e contorno.

Em busca de uma solução que permitisse encontrar a deformação lateral de dutos pós-flambagem bem como os valores de normal efetivo e momento, os mesmos utilizam uma série de simplificações, sendo elas:

- duto "infinito" ou suficientemente comprido para garantir um trecho de ancoragem;
- modelo simétrico e perfeito;
- sistema ancorado nas extremidades;
- a flambagem ocorre sempre no trecho central, uma vez que a estrutura é considerada perfeita e, portanto, o trecho ancorado e de maior força de ancoragem inicial é o trecho central, conforme estudado no Item 4.5.
- a interação solo-estrutura é representada puramente por coeficientes de atrito de Coulomb.

Apesar deste método utilizar simplificações e limitações, atualmente o mesmo ainda pode ser utilizado para estimativas expeditas e pré-dimensionamentos, uma vez que desenvolver modelos complexos em elementos finitos pode ser extremamente custoso na fase inicial. Portanto, preliminarmente pode-se adotar este o mesmo para obter uma ideia inicial do fenômeno ocorrido na estrutura. Entretanto, em termos de projeto executivo deve-se adotar análises completas em elementos finitos e/ou modelos reduzidos experimentais que busquem representar com maior fidelidade as condições encontradas em campo.

O método então define Equações baseadas nas simplificações anteriores, nas condições de contorno e nos carregamentos impostos. A Equação 6.1 apresenta a forma pela qual se pode obter o valor do comprimento de flambagem L , previamente definido no item 4.3. Pode-se ainda apresentar a força axial efetiva (N_{ef}) através da Equação 6.2, de acordo com a formulação de HOBBS.

$$N_{ef}^{m\acute{a}x} = N_{ef} + k_3 \cdot \mu_a \cdot w_s \cdot L \cdot \left[\left(1 + \frac{k_2 \cdot E \cdot A \cdot \mu_l \cdot w_s \cdot L^5}{(E \cdot I)^2} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad [6.1]$$

$$N_{ef} = k_1 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2} \quad [6.2]$$

onde:

k_1, k_2, k_3 - coeficientes de flambagem apresentados na Tabela 6.1. Estes coeficientes variam conforme o modo de flambagem ocorrido dentre os apresentados no item 4.3 e reproduzido na Figura 6.1;

N_{ef} - esforço axial efetivo;

μ_a - coeficiente de atrito axial (colinear com o eixo axial do duto);

μ_l - coeficiente de atrito lateral (transversal ao eixo axial do duto).

Tabela 6.1 - Coeficientes de flambagem de HOBBS.

Modos de Flambagem	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5
1	80,76	$6,391 \cdot 10^{-5}$	0,5	$2,407 \cdot 10^{-3}$	0,0694
2	39,48	$1,743 \cdot 10^{-4}$	1	$5,532 \cdot 10^{-3}$	0,1088
3	34,06	$1,668 \cdot 10^{-4}$	1,294	$1,032 \cdot 10^{-2}$	0,1434
4	28,20	$2,144 \cdot 10^{-4}$	1,608	$1,047 \cdot 10^{-2}$	0,1483

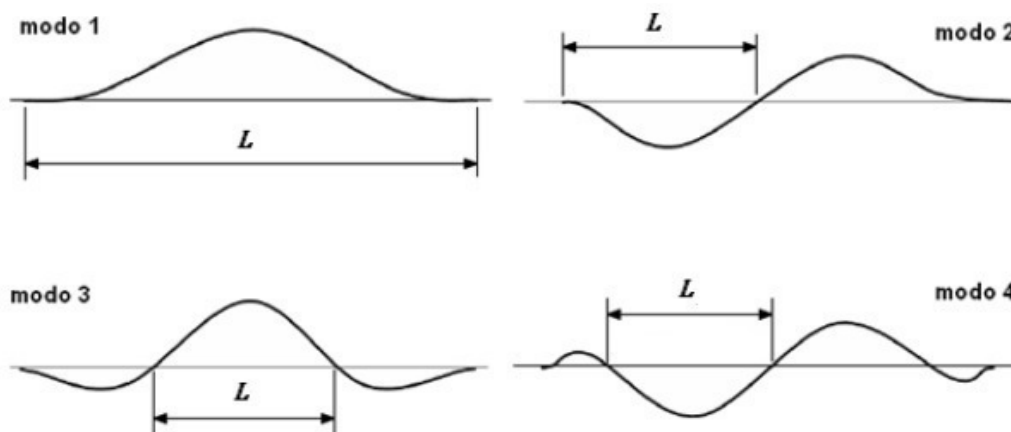


Figura 6.1 - Modos de flambagem de HOBBS.

Sabendo-se previamente que o modo de flambagem mais encontrado é o terceiro modo e que a força axial efetiva máxima a ser aplicada no duto é adotada como igual à apresentada no item 4.5.2, pode-se resumir na Equação 6.3 o meio de encontrar o valor do comprimento da alça de flambagem em função da temperatura.

$$-H + \Delta p_i \cdot A_i \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + E \cdot A_s \cdot \alpha \cdot \Delta T = k_1 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2} + k_3 \cdot \mu_a \cdot W_s \cdot L \cdot \left\{ \left[1 + \frac{k_2 \cdot E \cdot A \cdot \mu_l \cdot W_s \cdot L^5}{(E \cdot I)^2} \right]^{1/2} - 1 \right\} \quad [6.3]_m$$

Logo, conhecendo o comprimento de flambagem obtido iterativamente, o método sugere a obtenção dos valores de esforço normal efetivo (N_{ef}), deflexão lateral máxima ($y_{m\acute{a}x}$) e momento máximo na alça de flambagem ($M_{m\acute{a}x}$) através das Equações 6.4, 6.5 e 6.6, respectivamente.

$$N_{ef} = k_1 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2} \quad [6.4]$$

$$y_{m\acute{a}x} = k_4 \cdot \mu_l \cdot w_s \cdot \frac{L^4}{E \cdot I} \quad [6.5]$$

$$M_{m\acute{a}x} = k_5 \cdot \mu_l \cdot w_s \cdot L^2 \quad [6.6]$$

Possuindo o valor do momento máximo na alça de flambagem e o valor do esforço normal efetivo no mesmo ponto, pode-se obter a tensão máxima na seção mais solicitada ($\sigma_{m\acute{a}x}$) através da Equação 6.7.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x} \cdot D/2}{I} + \frac{N_{ef}}{A} = \frac{k_5 \cdot \mu_l \cdot w_s \cdot L^2 \cdot D}{2 \cdot I} + \frac{k_1 \cdot E \cdot I}{A \cdot L^2} \quad [6.7]$$

Nesta, pode-se notar que quanto maior for o comprimento de flambagem L menor é a parcela normal e maior é o valor da parcela de momento, segundo a formulação de HOBBS.

Pode-se então desenvolver uma análise de sensibilidade acerca da tensão em um duto com relação a temperatura, conforme o item 6.1 apresenta.

6.1 Análise de sensibilidade

Adotando alguns valores próximos da realidade de projeto, pode-se obter a função que define a tensão máxima do duto com relação a variação de temperatura. O Item 10.3 apresenta os cálculos e as Figuras que são explicadas neste item. Os dados adotados nesta análise são:

- diâmetro externo: $D = 0,508$ m;
- espessura: $e = 0,034$ m ($D/e \sim 15$);
- módulo de elasticidade do aço: $E = 200$ GPa;
- coeficientes de atrito axial (μ_a) e lateral (μ_l) = 0,20;
- coeficiente de Poisson do aço: $\nu = 0,30$;
- variação de pressão: $\Delta p_i = 10^4$ kPa;
- força de tração residual: H - não é adotada força residual de tração.

Portanto, pode-se obter as variações de tensão e deslocamento máximos na alça para uma determinada aplicação de temperatura entre 0,0 e 100 graus Celsius, conforme apresentado na Figura 6.2.

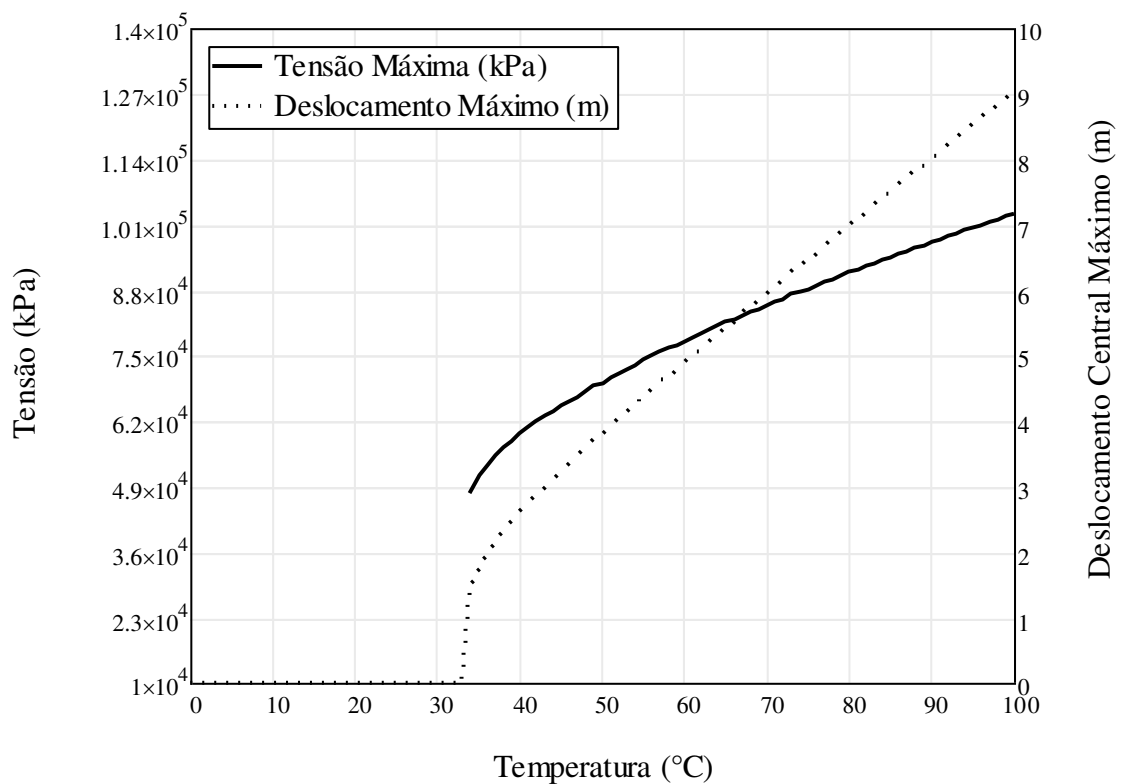


Figura 6.2 - Variação de tensão e deslocamento máximo com relação a temperatura aplicada à uma dada estrutura.

Nota-se que até a temperatura de 34 graus Celsius, aproximadamente, não existe variação de tensão ou deslocamento no gráfico. Isso ocorre, pois, o método de HOBBS não é capaz de representar o trecho pré-flambagem.

Pode-se avaliar também o efeito da alteração da relação R (D/e) segundo os limites dados pela DNV-OS-F101 e apresentados no item 4.4.2 responsável pelo critério de combinação de cargas. Para tal, o diâmetro do duto foi mantido e a relação R foi variada na faixa permitida por norma (15 - 45), conforme apresentado na Figura 6.3.

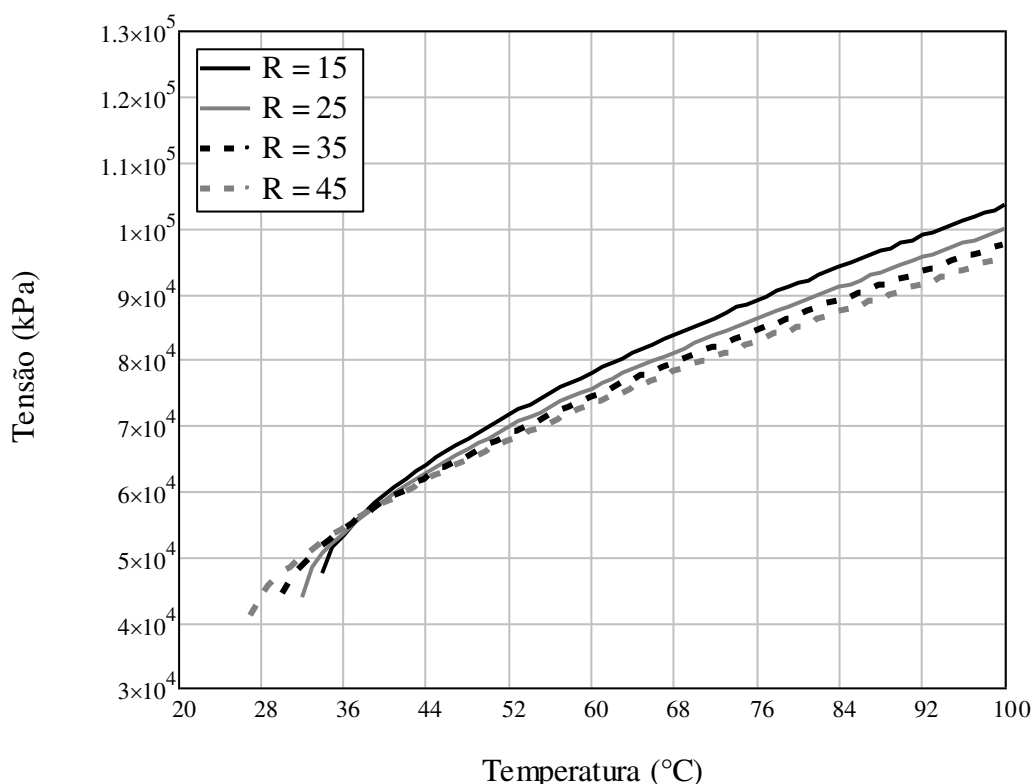


Figura 6.3 - Variação de tensão com relação a temperatura por fator $R=D/e$.

Desta figura, pode-se notar que a flambagem está diretamente ligada à relação R, ou seja, quando menor o valor de R mais rígido é o duto e, portanto, sua flambagem ocorre a temperaturas mais altas. Entretanto, dutos mais rígidos tendem a possuir tensões no trecho pós flambagem maiores que dutos mais flexíveis. Constata-se que para um mesmo diâmetro, a tensão a 100 graus Celsius tem um acréscimo de aproximadamente 10% quando se leva o duto de uma relação R de 45 para uma relação R de 15, tornando sua parede mais espessa e mais rígida.

Adicionalmente, sabendo que a tensão sempre aumenta com a temperatura, segundo HOBBS, pode-se selecionar a máxima variação de temperatura de projeto que

o duto é submetido; neste caso, é adotada de 100 graus Celsius, e então aplicar no mesmo para descobrir a melhor relação R para esta condição, conforme apresentado na Figura 6.4.

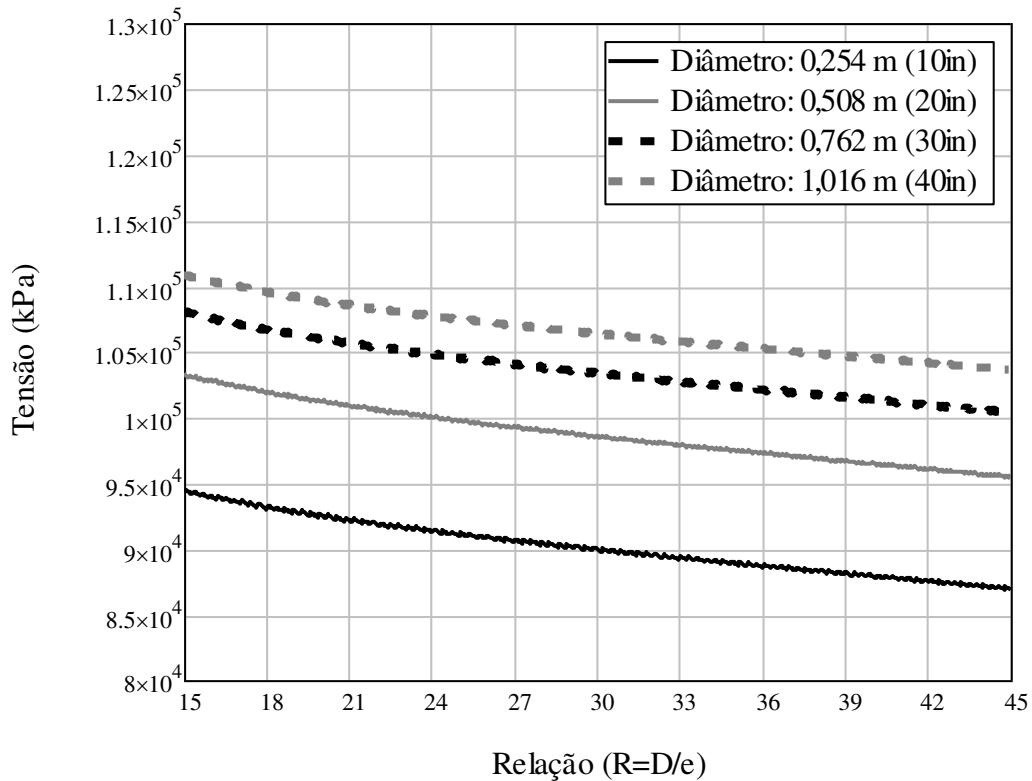


Figura 6.4 - Relação entre tensão em duto submetido à temperatura de 100°C e fator R.

Nota-se que dutos de diâmetros menores com paredes menos espessas levam a tensões menores. Isto se deve ao fato de a estrutura tornar-se consideravelmente menos rígida e, portanto, ter maior liberdade de movimento e menos restrição. Entretanto, é importante avaliar outros fatores gerados por excesso de movimento da linha.

Nos exemplos anteriores, objetivou-se uma tensão de menor magnitude. Contudo, pode ser necessário que o duto não flambe e, neste caso, deve-se procurar dutos mais rígidos que tenham uma temperatura de flambagem de maior magnitude. A Figura 6.5 apresenta a relação entre as temperaturas de flambagem e os diâmetro adotados para quatro fatores R diferentes.

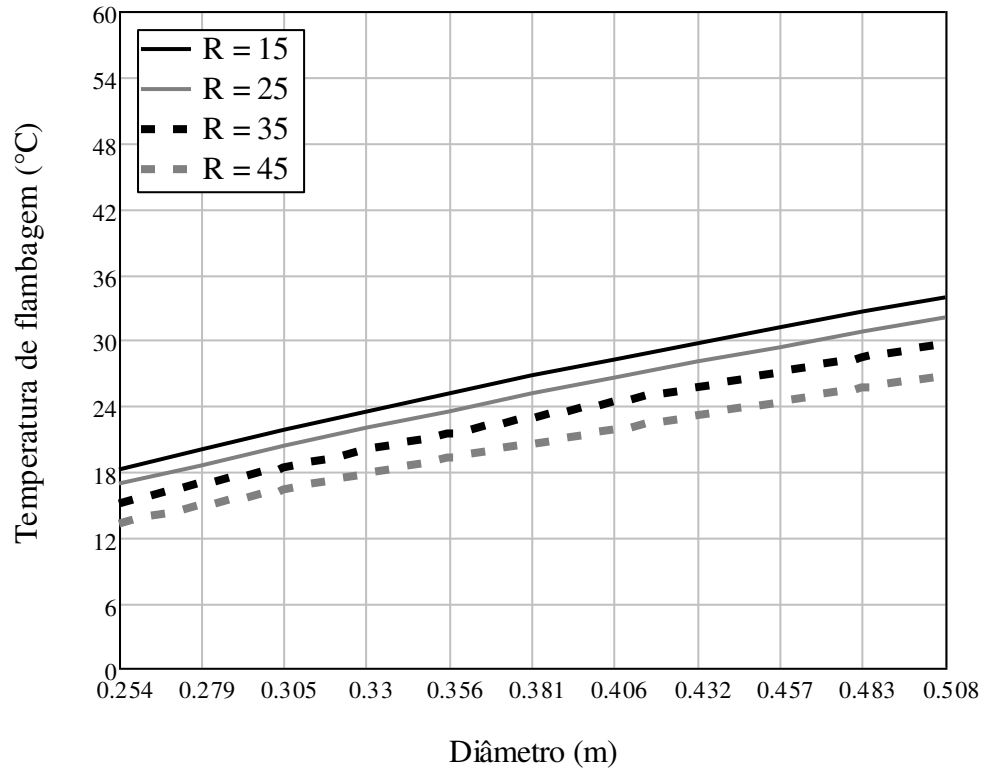


Figura 6.5 - Relação entre temperatura de flambagem e diâmetro do duto adotado.

Logo, considerando apenas o efeito da variação de temperatura e a possível flambagem pode-se dizer que o melhor duto para evitar a flambagem dentre as opções é sempre o de maior diâmetro com o menor fator R, ou seja, o mais rígido.

7 Método dos Elementos Finitos

Neste item, são tratados alguns assuntos específicos de grande relevância para a obtenção de modelos capazes de representar a realidade de maneira eficiente, evitando excessos na modelagem e, conseqüentemente, subutilização computacional. Os programas ABAQUS e SAP2000 são utilizados nas análises subseqüentes. Em seguida, são apresentados resultados e conclusões acerca de diversas análises.

7.1 Não linearidades

Grande parte da complexidade do assunto de flambagem envolvendo interação-solo-estrutura está diretamente associada às não-linearidades do problema. Modelos mais simples de engenharia estrutural podem ser resolvidos utilizando toda a teoria de pequenas deformações e restrições consideradas infinitamente rígidas ou de comportamento linearmente dependente do deslocamento. Entretanto, determinadas estruturas não podem ser razoavelmente representadas por estas simplificações.

Os modelos estudados neste trabalho demandam a consideração algumas não linearidades. Os itens subseqüentes apresentam detalhadamente alguns tratamentos que podem ser utilizados nestes estudos.

7.1.1 Não linearidade física

Acerca da não linearidade física, sabe-se que cada material possui um comportamento que relaciona sua tensão à deformação. Esta, em geral, é representada através de gráficos que associam o desenvolvimento da quantidade de tensão necessária para atingir determinada magnitude de deformação do material.

No caso de pequenas deformações, adota-se um determinado módulo de elasticidade que é responsável por governar a relação linear, que governa o comportamento do material. Entretanto, este coeficiente configura uma simplificação do problema, uma vez que esta relação pode ser considerada aproximadamente linear para pequenas deformações.

No que se refere a estruturas submetidas a tensões próximas da tensão de escoamento do material, o procedimento de simplificação adotado anteriormente não pode ser utilizado. Para exemplificar, pode-se imaginar um modelo hipotético de uma barra de seção quadrada bi-apoiada com as seguintes propriedades:

- comprimento: L (em metros);
- base da seção: B (em metros);
- carregamento: Q (kN/m ao longo de todo o comprimento);
- módulo de elasticidade inicial do material: E (em kN/m²);
- tensão de escoamento do material: f_y (em kN/m²);

Logo, pode-se encontrar o valor do carregamento máximo que a estrutura é capaz de suportar através das Equações 7.1 a 7.4, sem a consideração de fatores de segurança.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{Q \cdot L^2}{8} \quad [7.1]$$

$$I = \frac{B^4}{12} \quad [7.2]$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x} \cdot B/2}{I} = \frac{\frac{Q \cdot L^2}{8} \cdot B/2}{\frac{B^4}{12}} = \frac{3}{4} \cdot \frac{Q \cdot L^2}{B^3} \quad [7.3]$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{4}{3} \cdot \frac{f_y \cdot B^3}{L^2} \quad [7.4]$$

onde:

$M_{m\acute{a}x}$ - momento máximo (somente para este item);

$\sigma_{m\acute{a}x}$ - tensão máxima (somente para este item);

$Q_{m\acute{a}x}$ - carregamento máximo.

Por conseguinte, a deformação obedece a uma relação linear até que o carregamento $Q_{m\acute{a}x}$ apresentado seja atingido. A partir de então, esta relação passa a ser não linear.

O exemplo ilustrado teve o objetivo de elucidar o problema da não linearidade física do material. Entretanto, os materiais comumente utilizados nas estruturas possuem comportamentos ainda mais complexos que o apresentado anteriormente. O aço, por exemplo, pode possuir gráficos contínuos de tensão deformação onde a variação do coeficiente angular da curva ocorra de maneira expressiva a partir de uma determinada magnitude de deformação. A Figura 7.1 apresenta o desenvolvimento da relação tensão deformação de um aço qualquer. Identifica-se na mesma:

- um trecho inicial aproximadamente linear concluído na tensão de plastificação do material (f_p);
- em seguida, um segundo trecho plástico está compreendido entre as tensões f_p e f_y ;
- por fim, um trecho de escoamento e encruamento do material é apresentado até que ele atinja a tensão máxima de ruptura do mesmo f_u .

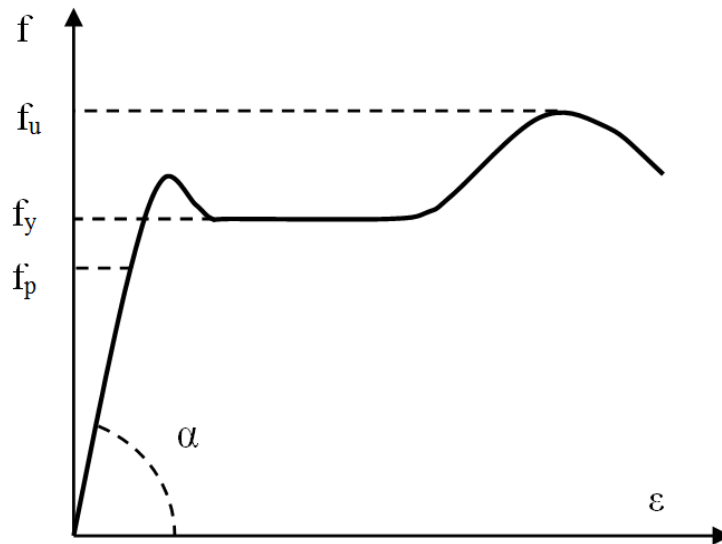


Figura 7.1 - Gráfico de tensão deformação genérico.

Quando a análise visa levar a estrutura à ruptura é necessário que esta não linearidade seja considerada em todos os modelos de elementos finitos. Entretanto, como no presente trabalho existe a intenção de avaliar os critérios de norma atrelados à flambagem, não são consideradas não linearidades físicas, apesar da plena capacidade dos *softwares* aqui utilizados de reproduzir as mesmas.

7.1.2 Não linearidade geométrica

No que se refere à não linearidade geométrica, esta pode se tornar mais complexa dependendo do efeito gerado pelo carregamento e da dimensão do deslocamento. No caso de análise de dutos submarinos submetidos à variação de temperatura, os dois fenômenos podem ser observados.

No que tange o carregamento, o Item 4.2 apresenta os conceitos relacionados à carga crítica de flambagem de colunas. Em modelos simples, quando o carregamento se aproxima deste limite o deslocamento tende para o infinito. Entretanto, no caso de modelos de interação solo-estrutura, este deslocamento não pode ser facilmente

estimado devido à quantidade de não linearidades envolvidas. Logo, torna-se necessária a discretização do modelo e a utilização elementos finitos.

Sabe-se, portanto, que as análises de elementos finitos comuns se concentram em resolver o problema matricial apresentado na Equação 7.12, onde o vetor de forças F é dado pelo produto da matriz K de rigidez com o vetor de deslocamentos D .

$$\{F\} = [K] \cdot \{D\} \quad [7.5]$$

Contudo, no caso de modelos que apresentem grandes deslocamentos não desprezíveis, esta simplificação não gera bons resultados, tornando-se necessária a adoção de artifícios para melhorar a análise. Para este tipo de estrutura, adota-se a consideração de grandes deslocamentos. As teorias envolvendo cálculo de estruturas com grandes deslocamentos não apresentadas com detalhes neste trabalho devido à sua complexidade.

Através do programa ABAQUS é possível adotar a formulação com grandes deformações simplesmente ativando um ícone situado dentre as opções de análise. De forma semelhante, pode-se ativar a mesma opção no *software* SAP2000.

7.1.3 Não linearidade de restrição

A não-linearidade a ser apresentada nesta parte do trabalho está diretamente relacionada ao Item 5 de Interação solo-estrutura. Tendo em vista a intenção de representar o solo através dos *softwares* disponíveis, torna-se importante conhecer profundamente as restrições que associam força a deslocamento. Portanto, pode-se dividir estas restrições em duas classes de acordo com a sua formulação: lineares e não-lineares.

No que se refere às restrições de comportamento linear, as molas são conhecidas e abordadas constantemente nos cursos de engenharia. Neste caso, tanto o ABAQUS quanto o SAP2000 apresentam recursos semelhantes para a aplicação de restrições onde a relação força-deslocamento é regida pela tangente, constante, de uma reta partindo da origem, conforme apresentado na Figura 7.2. Este recurso é nomeado, em ambos os programas, de *spring* (mola) e permite basicamente a adoção de um coeficiente de mola constante.

Apesar de cada um dos *softwares* apresentar peculiaridades de adoção desta ferramenta, é possível aplicar rigezas nas 3 direções de translação e nas 3 de rotação com a utilização de valores distintos em ambos. Vale destacar que os dois programas permitem ainda que as extremidades da mola estejam fixadas de duas formas, sendo elas:

- *connect two points* - neste caso o *software* pode ligar duas estruturas pertencentes ao mesmo modelo através de uma mola de relação linear;
- *connect points to the ground* - nesta segunda forma, permite-se criar interação entre uma estrutura modelada e uma base fixa imaginária que só existe em termos de cálculo.

É possível aplicar ainda, no caso do SAP2000, os mesmos coeficientes a elementos lineares e de placa, e neste caso é considerado internamente no programa que as molas são distribuídas linearmente ou por área, respectivamente.

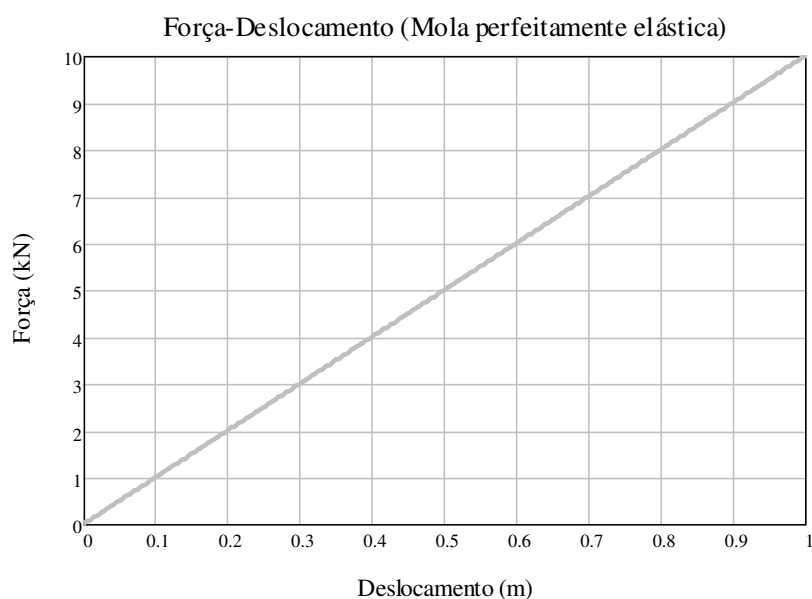


Figura 7.2- Força-Deslocamento (mola perfeitamente elástica)

Entretanto, em casos específicos, esta simplificação não fornece bons resultados. Com isso, faz-se necessário a utilização de ferramentas alternativas que sejam capazes de criar maior proximidade com a situação real não-linear.

Considerando o efeito de interação solo-estrutura de dutos apoiados no leito marinho, de modo simplificado, pode-se dividir o comportamento estrutural em dois grupos distintos, sendo:

- o primeiro, apresentado por uma relação simplificada, simula um solo de maior rigidez onde não houvesse afundamento do duto e, portanto, as bermas laterais não fossem geradas. Logo, o elemento responsável pela interação só precisa representar o atrito de Coulomb ocorrido entre o solo e a estrutura;
- o segundo, de forma mais geral, pode então representar tanto o atrito de Coulomb quanto os esforços de reação gerados pelas bermas laterais formadas pelo afundamento da estrutura. Neste trabalho, o modelo adotado para estimar os esforços impostos pelos acúmulos de solo foi apresentado no Item 5.4.

Para ambos, é necessário utilizar outros tipos de ferramentas que não os *springs* usuais. Portanto, em cada um dos *softwares*, é apresentado um tipo de conexão que faz o papel da mola de comportamento não linear, entretanto, os dois apresentam a mesma função. As ferramentas são:

- no SAP2000, utiliza-se os *links*. Pode-se aplicar este tipo de artifício no programa seguindo procedimentos semelhantes aos utilizados para adoção de *springs*. Contudo, neste caso, existe a possibilidade de definir mais precisamente a relação de interação solo-estrutura de forma multilinear.
- no ABAQUS, o procedimento mostra-se ligeiramente mais complexo. É necessário criar *connector points* em todos os nós onde se deseja aplicar a relação de interação. Posteriormente, deve-se criar *connector sections* do tipo cartesiano elástico não linear para que possam ser aplicadas aos pontos de conexão já criados.

Através destes é possível representar a interação entre o solo e a estrutura de formas semelhantes em ambos os programas.

Destaca-se ainda que os *links* utilizados neste trabalho são aplicados no eixo local da estrutura, acompanhando sua curvatura e apresentando a configuração de restrição reproduzida na Figura 7.3. Desta forma, é possível reproduzir com maior fidelidade a interação solo-estrutura.

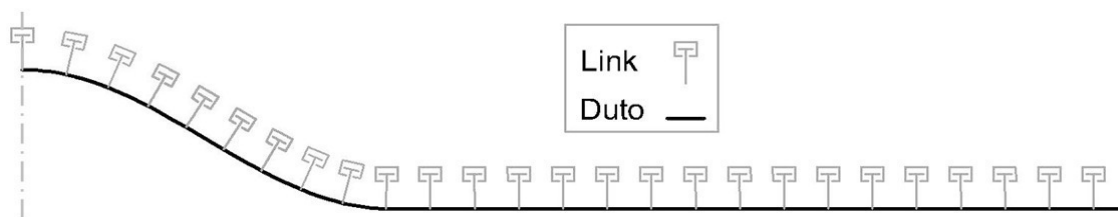


Figura 7.3 - Representação do *links* não lineares aplicados no eixo local da estrutura.

7.2 Análises

Tendo em vista as não-linearidades e a necessidade de uma discretização refinada, o tipo de análise adotado em cada um dos *softwares* torna-se relevante para que a melhor e mais acurada solução possa ser obtida com o menor custo computacional. Portanto, são apresentados conceitos acerca do tipo de análise escolhido em cada um dos programas aplicados.

7.2.1 ABAQUS

Devido à grande diversidade de análises disponíveis neste *software*, faz-se necessário apresentar, sucintamente, as escolhas realizadas para melhor atender às necessidades do modelo.

Utilizando o *software* ABAQUS/CAE versão 6.14, optou-se por trabalhar com o módulo de análises denominado de *Dynamic Stress/Displacement Analysis*, uma vez que a magnitude do carregamento aplicado demanda uma aplicação gradual. Ou seja, um *time history* foi responsável por aplicar a temperatura em um determinado período de tempo.

Em seguida, foi necessário escolher entre um método de análise explícito ou implícito, conforme denominação do próprio programa. Baseado no manual online disponibilizado pelo ABAQUS [28], a diferença principal para a solução do modelo está no fato de a versão implícita verificar as equações de equilíbrio para todos os incrementos ao longo do *time history*. No caso da versão explícita, apesar de a análise ser realizada com incrementos menores e de forma mais rápida, a verificação de equilíbrio precisa ser realizada à parte. Segundo o manual, a solução implícita é incondicionalmente estável. Logo, como o equilíbrio é fundamental nas estruturas aqui abordadas, a opção mais lógica foi o método implícito.

A partir de então, foi necessário selecionar o tipo de análise dinâmica implícita que seria adotado dentre as opções que são brevemente descritas a seguir.

- *Transient Fidelity* - a primeira aplicação é definida como o tipo de processamento que procura focar na dissipação lenta da energia. Para tal, pequenos incrementos de tempo são impostos à estrutura de modo que a melhor solução possa ser encontrada. Segundo o manual, este tipo de análise tende a degradar a convergência e pode ser utilizado para solucionar problemas envolvendo contato ou não-linearidades.
- *Moderate Dissipation* - o segundo tipo de análise disponível dentro do módulo dinâmico é indicado para situações onde a energia deva ser dissipada moderadamente, como por exemplo, problemas que envolvam impacto. Diferentemente do primeiro caso, este tratamento permite maior convergência, levando a soluções mais precisas.
- *Quasi-Static* - por fim, a última categoria disponibilizada é recomendada nos casos em que comportamento não possa ser considerado estritamente dinâmico, mas sim quase-estático. Segundo o manual, os efeitos de inércia neste tipo de avaliação são utilizados somente para regularizar a instabilidade.

A escolha do método mais adequado para o tratamento do problema levou em conta as condições de instabilidade geradas pela tentativa de representação do comportamento de interação solo-estrutura. Portanto, considerou-se que teoricamente o tipo de análise mais indicado para as estruturas aqui abordadas seria o denominado de Quase-Estático.

Com o intuito de validar a escolha, foram realizadas análises, utilizando o mesmo modelo que é apresentado no Item 7.3, dos três tipos de processamento e então obtidas conclusões práticas comparativas para o deslocamento máximo na alça de flambagem. Conforme esperado, a Figura 7.4 reitera que o modo Quase-Estático é o ideal para este tipo de estrutura.

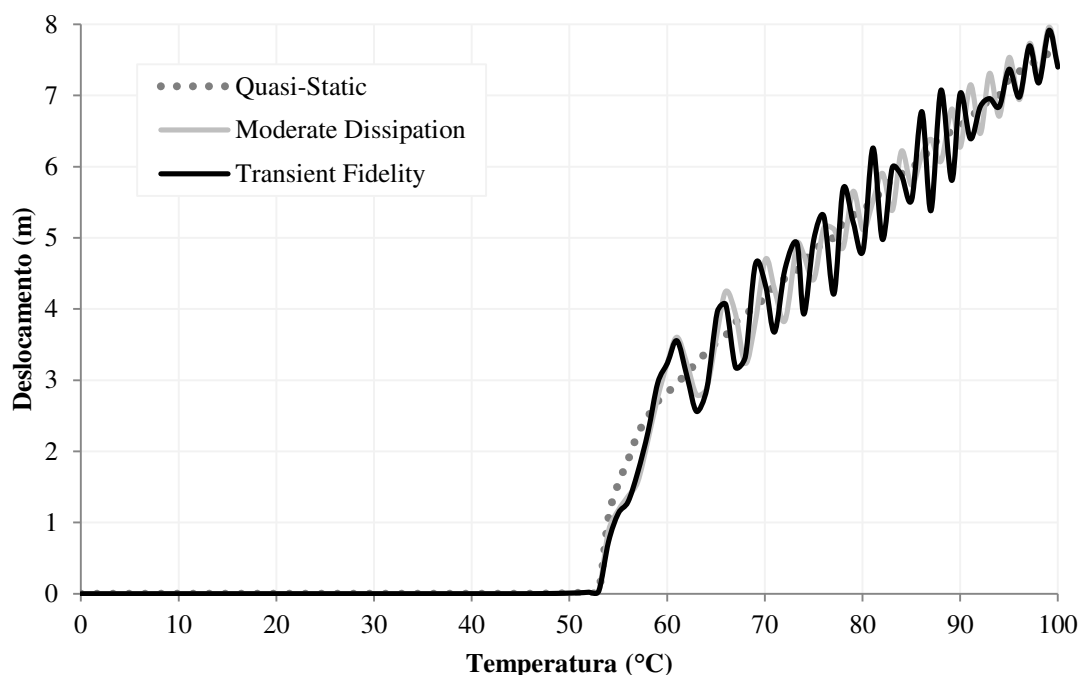


Figura 7.4 - Comparação do desenvolvimento do deslocamento no trecho central entre os tipos de análise do ABAQUS.

7.2.2 SAP 2000

O segundo *software* utilizado no processamento da estrutura estudada foi o SAP 2000 versão 19 Ultimate. Neste caso, assim como no programa apresentado anteriormente, é disponibilizado um manual *online* visando guiar o usuário na escolha da melhor análise. Baseado na presença de não-linearidades e dinamicidade do modelo estudado, este manual apresenta a Tabela 7.1 indicando o tipo de análise adequado à demanda.

Tabela 7.1 - Tabela guia para escolha de análise no SAP2000 [29]

Tipo de Análise	Linear	Não Linear
Estático	Baseado em Força	Empuxo Estático
Dinâmico	Espectro de Resposta	História no Tempo

Conforme apresentado no Item 7.1, o estudo demanda a capacidade de realizar análises não lineares. Por outro lado, apesar de não poder ser considerado estritamente dinâmico, o modelo possui a necessidade de aplicação gradual da carga, especificidade

somente disponível através do *Time-History*. Portanto, este modo foi selecionado para processar a estrutura no SAP 2000.

7.3 Validação dos modelos em Elementos Finitos

Com o intuito de validar os modelos de elementos finitos com utilização de links não-lineares como representação da interação solo-estrutura nos dois *softwares* supracitados, ABAQUS e SAP2000, foram aplicadas as mesmas características estruturais apresentadas por HOBBS [15], sendo elas:

- diâmetro externo (D): 0,65m;
- espessura da parede (e): 0,015m;
- coeficientes de atrito axial (μ_a) e lateral (μ_l): 0,70;
- módulo de elasticidade do aço (E): 200 GPa;
- coeficiente de expansão térmica do aço (α): $1,1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- variação de temperatura: 100°C;
- variação de pressão: 0,0 kPa.

Destaca-se que no método simplificado de HOBBS, não existe comprimento do duto e o mesmo é considerado como ancorado e infinito. Devido à impossibilidade de considerar dutos infinitos nos programas de elementos finitos, foram utilizados dutos com comprimentos suficientemente grandes para que a interação solo-estrutura fosse capaz de restringir o movimento por completo, conforme é explicado com maior detalhe no Item 7.4.1.

Portanto, é possível comparar o desenvolvimento do deslocamento no trecho central do duto obtido através do método analítico de HOBBS e dos modelos de elementos finitos. A Figura 7.5 apresenta o desenvolvimento do deslocamento na alça principal de flambagem para os três métodos.

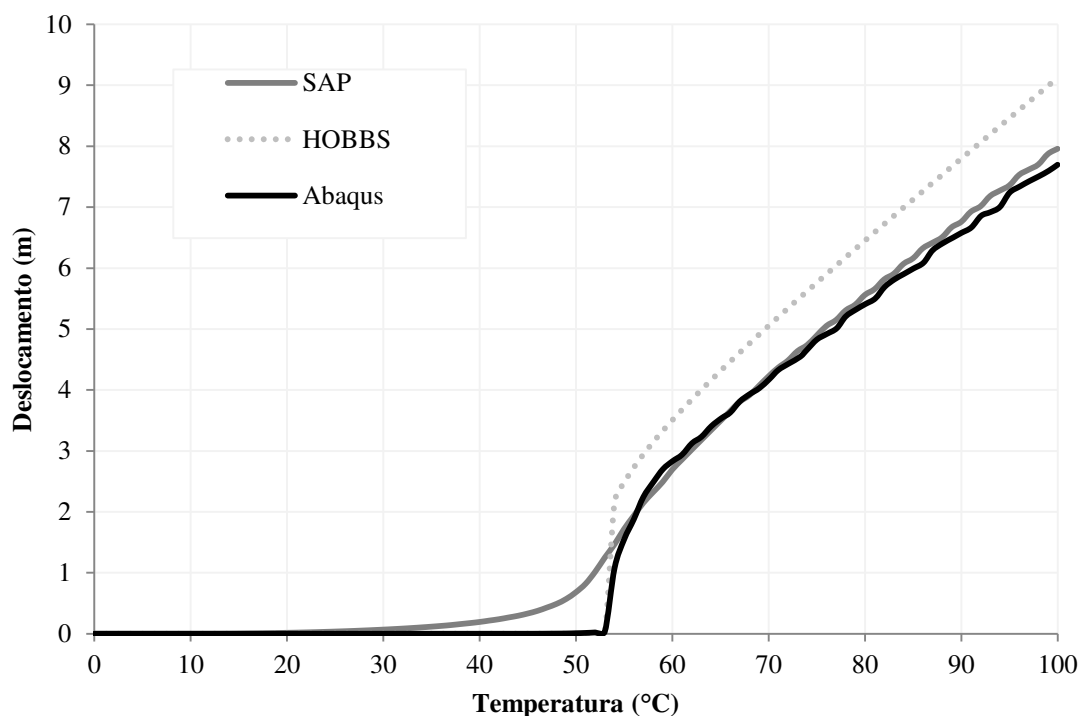


Figura 7.5 - Gráfico comparativo de métodos para o deslocamento máximo da alça principal.

É possível notar que no trecho pré-flambagem, entre 0,0 graus Celsius e 52 graus Celsius, os métodos de HOBBS e o *software* ABAQUS apresentaram deslocamento nulo ou insignificante. Por outro lado, o SAP2000 apresentou deslocamentos de pequena magnitude na mesma faixa devido a diferenças nos métodos utilizados para realizar as análises matriciais.

Em seguida, analisando o trecho onde a flambagem se desenvolve e o deslocamento possui uma maior taxa de crescimento pode-se notar que o modelo desenvolvido no ABAQUS apresentou sua ruptura na mesma temperatura que o de HOBBS. Entretanto, como a análise via SAP 2000 admitiu deslocamentos prévios, seu trecho de flambagem apresentou uma taxa de variação do deslocamento menor.

Por fim, no trecho pós-flambagem, entre 52 graus Celsius e 100 graus Celsius é possível notar que as duas ferramentas computacionais tiveram os mesmos resultados de deslocamento. Contudo, o método de HOBBS resultou em maiores deslocamentos. Esta discrepância entre os métodos de elementos finitos e o método analítico é encontrada pela não equivalência das análises. As duas ferramentas computacionais utilizam métodos não lineares e *links* que acompanham o eixo local de cada elemento, acompanhando, portanto, a curvatura. Por outro lado, o método analítico possui

característica linear e as restrições foram aplicadas no eixo global da estrutura, impossibilitando que as mesmas acompanhassem o movimento.

A Figura 7.6 apresenta a deformada do duto submetido à temperatura de 100 graus Celsius, retirada do *software* ABAQUS e aumentada 10 vezes, enquanto a Figura 7.7 apresenta a mesma deformada encontrada através do programa SAP2000. Nota-se que as duas possuem grande semelhança de comportamento, apresentando alça principal, de maior magnitude e central, e alça secundária, de menor magnitude e adjacente à principal. Destaca-se que estas deformadas foram apresentadas de forma exemplificativa, entretanto, as demais deformadas do trabalho são exportadas para o Microsoft Excel, para que os resultados possam ser apresentados com um formato padrão e organizado.

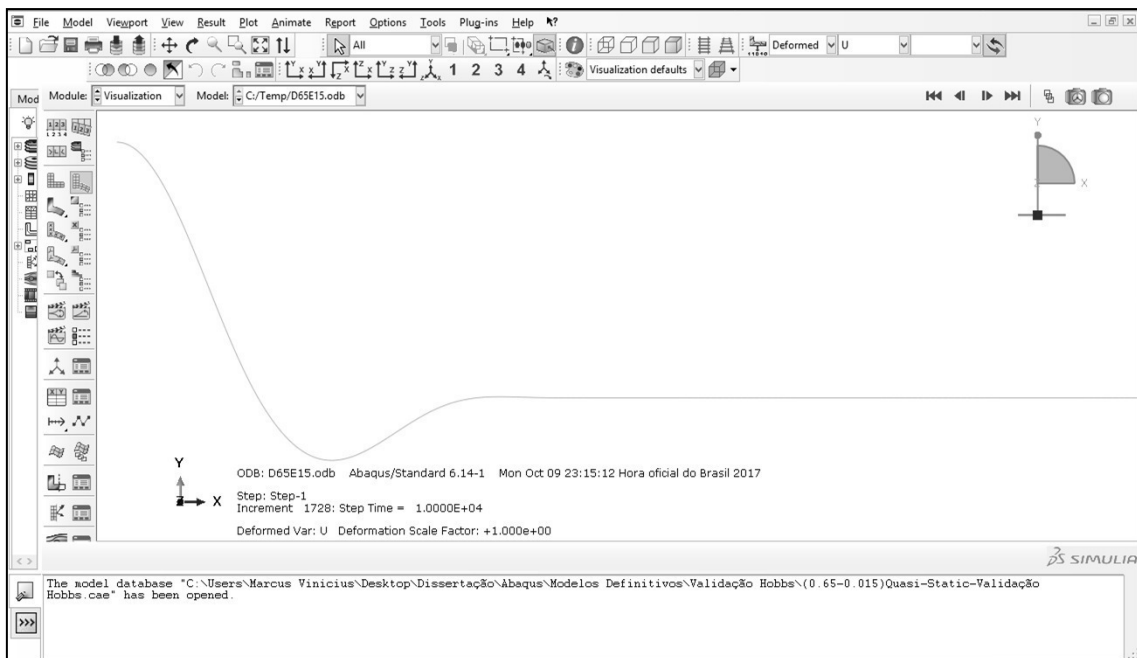


Figura 7.6 - Deformada do programa ABAQUS para a temperatura de 100°C aumentada 10 vezes.

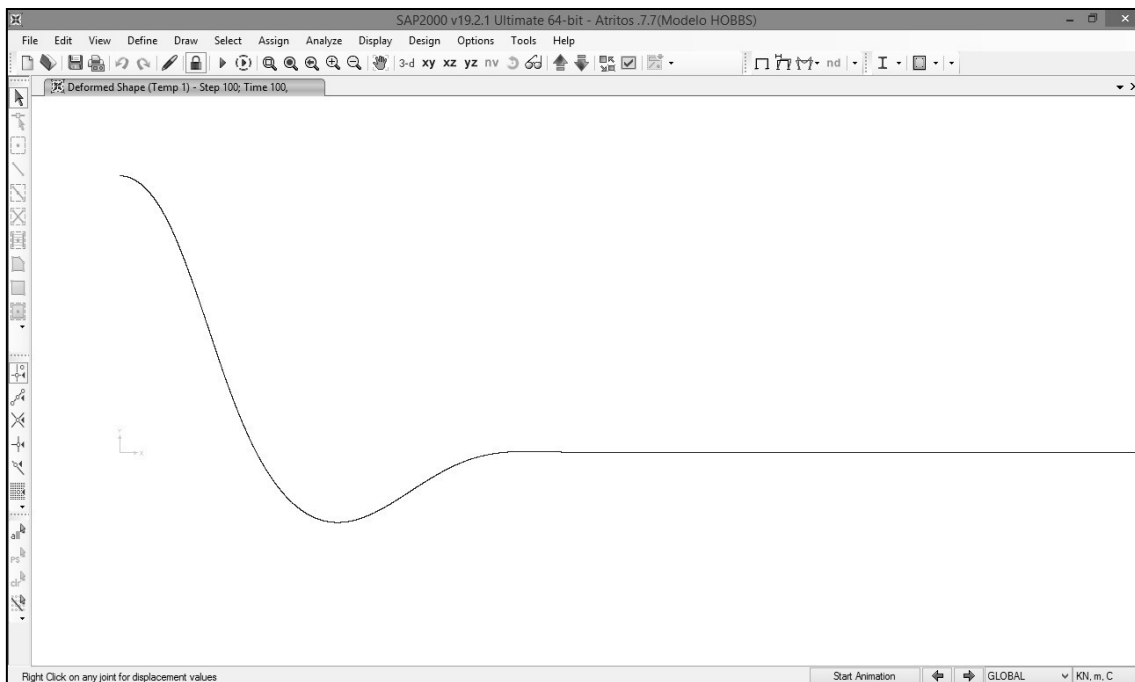


Figura 7.7 - Deformada do programa SAP2000 para a temperatura de 100°C aumentada 10 vezes.

Anteriormente, quando foram analisados os resultados referentes ao deslocamento, procurou-se apresentar todo o desenvolvimento, entre 0,0 graus Celsius e 100 graus Celsius, pois os modelos de elementos finitos apresentaram diferenças nos trechos pré-flambagem que mereciam destaque. Entretanto, conforme previamente explicado, o método analítico de HOBBS não é capaz de reproduzir o trecho anterior à flambagem tornando-se assim mais eficaz analisar, neste caso específico, somente os esforços no trecho onde este apresenta algum resultado, entre 54 graus Celsius e 100 graus Celsius. Logo, a Figura 7.8 explicita o desenvolvimento dos gráficos de Normal e Momento.

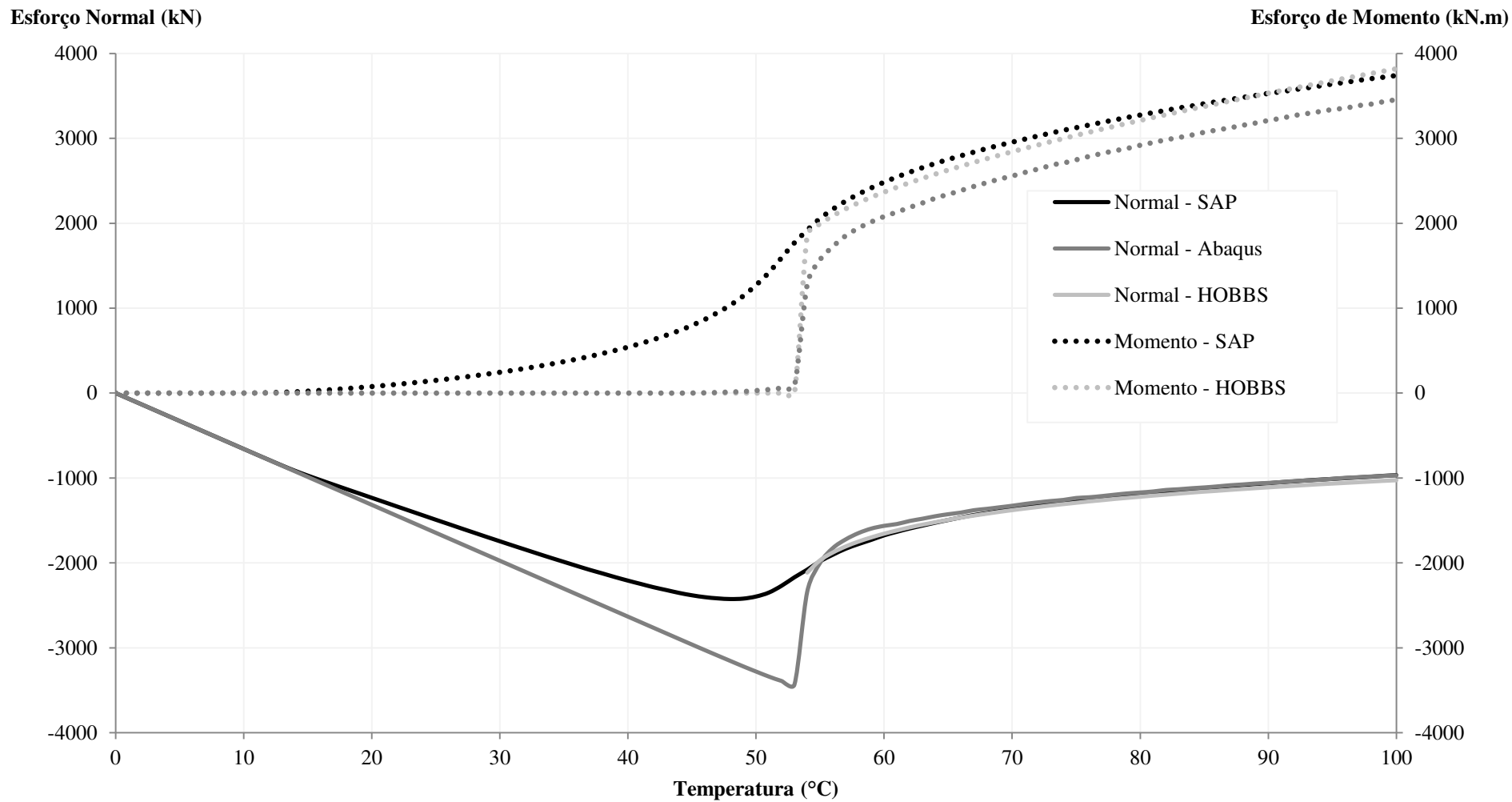


Figura 7.8 - Esforços de Momento e Normal para validação dos modelos de elementos finitos.

A observação do trecho a partir da temperatura de 54 graus Celsius, onde ocorre a flambagem, permite perceber que tanto nos esforços de momento quanto nos de normal obteve-se uma estimativa razoável quando se compara os resultados obtidos através das ferramentas computacionais com os resultados de HOBBS. A Figura 7.9 apresenta ainda o gráfico do desenvolvimento do desvio padrão sobre a média das três análises para momento e normal. Nesta, é possível notar que a tendência nos trechos de flambagem e pós-flambagem é que os três modelos convirjam, apresentando desvios relativos menores que 10% no caso dos esforços de momento e menores que 5% quando se trata do esforço normal.

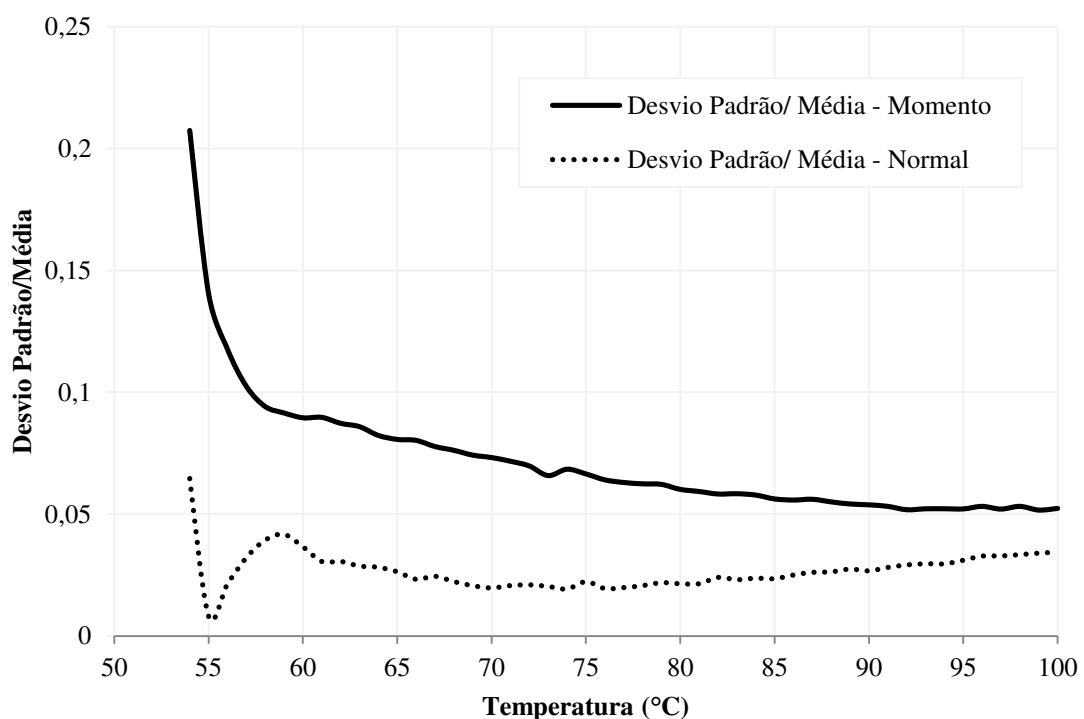


Figura 7.9 - Desvio padrão sobre a média dos três modelos realizados.

Destaca-se que, neste exemplo, apenas o atrito de Coulomb foi abordado, como forma de validar as ferramentas e os métodos de análise não-linear que são utilizados no Item 7.4. Entretanto, os modelos de interação solo-estrutura que são utilizados posteriormente adotaram a teoria apresentada no Item 5.4 e são apresentados apenas os resultados obtidos a partir do *software* ABAQUS, buscando evitar excesso de gráficos e informações.

7.4 Avaliação Paramétrica dos Modelos de Elementos Finitos Propostos

Considerando a complexidade do problema e a quantidade de variáveis envolvidas na solução, este item busca trazer alguma sensibilidade acerca da influência da variação dos parâmetros mais significativos. Para tal, a seguir são apresentados os parâmetros a serem avaliados.

- Extensão do duto e coeficiente de atrito solo-estrutura;
- Deformação inicial (D_0);
- Resistência não drenada do solo (S_u);
- Variação do Diâmetro externo e da relação D/e .

7.4.1 Extensão do duto e coeficiente de atrito solo-estrutura

O comprimento em geral não é uma variável. Entretanto, é necessário que o mesmo seja abordado para que sua influência nos esforços fique bem definida. Para tal, retoma-se o conceito de força axial efetiva máxima dada no Item 4.5.2 e reproduzido na Equação 7.10. Esta força é a força máxima gerada pelos carregamentos ao qual o duto está submetido.

$$N_{ef}^{m\acute{a}x} = -H + \Delta p_i \cdot A_i \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + E \cdot A_s \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad [7.6]$$

Portanto, para que haja pontos de ancoragem e, conseqüentemente, um trecho ancorado, é necessário que a força de atrito acumulada ao longo da distância entre o ponto indeslocável central e o ponto de ancoragem atinja uma resistência igual à força axial efetiva máxima. A Figura 7.10 ilustra o ponto de equilíbrio onde não há deslocamento axial e os sentidos para os quais o atrito começa a ser acumulado.

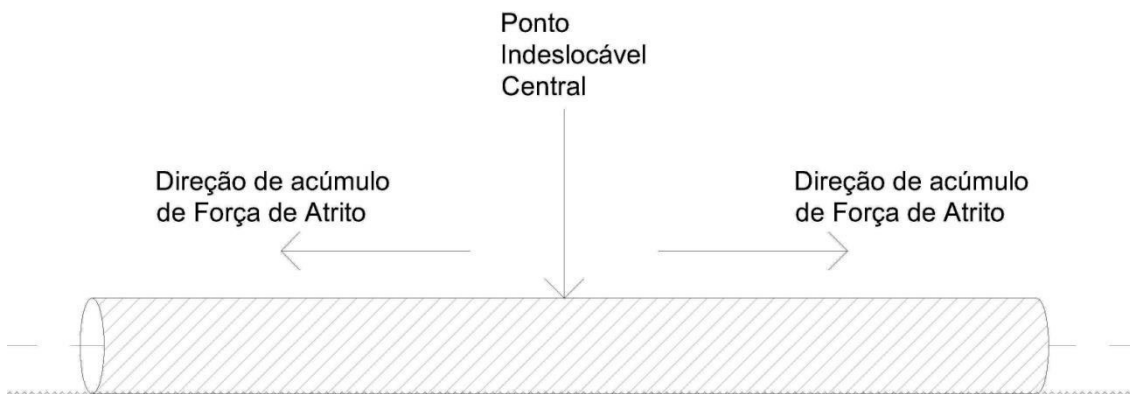


Figura 7.10 - Direções de acúmulo de força de atrito.

Tendo em vista que a força de atrito é dada pela formulação apresentada no Item 5.4.6, pode-se encontrar o comprimento necessário para que o solo ancore um determinado duto através da multiplicação do valor encontrado na Equação 7.7 por dois, uma vez que este comprimento foi calculado só para um dos sentidos partindo do ponto indeslocável. O comprimento total é apresentado na Equação 7.8. Destaca-se ainda que a profundidade de afundamento z_1 pode ser encontrada através formulação de VERLEY apresentada no Item 5.4.

$$L_{at} = \frac{N_{ef}^{m\acute{a}x}}{F_{at}^a} = \frac{N_{ef}^{m\acute{a}x}}{S_u \cdot D \cdot \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \cdot z_1}{D} \right)} \quad [7.7]$$

$$L_{tot} = 2 \cdot L_{at} \quad [7.8]$$

A partir da Equação 7.8, é possível definir a possibilidade de ancoragem do duto pelo solo simplesmente alimentando a com os valores de normal efetivo máximo, e a força de atrito axial por unidade de comprimento, por fim, comparando o valor obtido com o comprimento real de projeto. Caso o comprimento do duto seja maior que L_{tot} , significa que há trecho ancorado. Por outro lado, se a distância entre os pontos ligados pelo duto for menor que L_{tot} então significa que o atrito solo-estrutura não é capaz de restringir sozinho e completamente o movimento do duto.

7.4.2 Deformação inicial

Neste item, é estudada a alça inicial responsável por iniciar a flambagem. Conforme previamente abordado, estruturas esbeltas, perfeitamente retilíneas e submetidas somente a carregamentos axiais apresentam o comportamento de flambagem proposto por EULER e são ditas como ideais. Entretanto, sabe-se que devido a condições operacionais ou ambientais torna-se inviável garantir que não há ao longo de quilômetros de dutos alguma deformação lateral, impossibilitando a ocorrência do fenômeno em sua configuração ideal.

Por outro lado, é necessário que o modelo de elementos finitos possua algum mecanismo que auxilie o início do fenômeno da flambagem. Em geral, este mecanismo pode ser aplicado de duas formas, sendo elas:

- através de deformações iniciais laterais;
- através de forças transversais ao eixo do duto.

Neste trabalho, foi adotado o método que aplica uma deformação inicial. Para que as transições entre o trecho retilíneo e a alça de flambagem inicial sejam sensíveis e graduais utiliza-se a formulação apresentada na Equação 7.9 para orientar todos os trechos de desvio. A Figura 7.11 apresenta ainda o formato das alças de flambagem, onde a porcentagem de deformação inicial indica a relação dada pela Equação 7.10, que é amplamente aplicada neste trabalho.

$$v(x) = \frac{Amp}{2} \cdot \left[\cos\left(\pi \cdot \frac{x}{C_{imp}}\right) + 1 \right] \quad [7.9]$$

$$D_0 = \frac{Amp}{C_{imp}} \quad [7.10]$$

onde:

Amp - imperfeição máxima no centro do comprimento do duto;

C_{imp} - comprimento de metade da imperfeição;

D₀ - deformação inicial do duto.

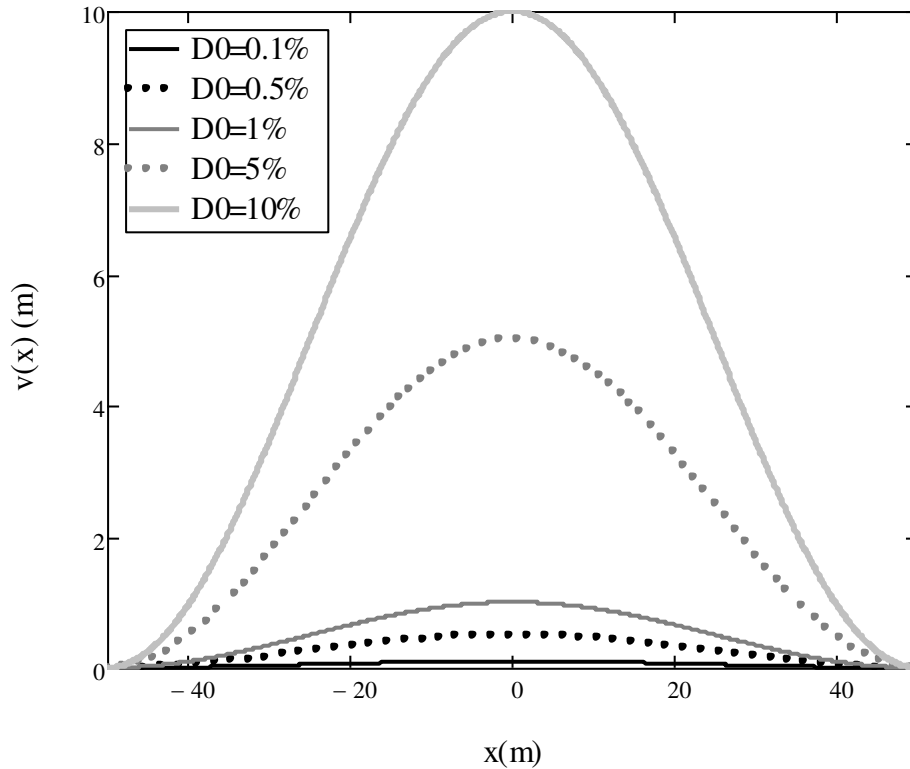


Figura 7.11 - Alça de deformação inicial.

Conhecendo o formato da alça e compreendendo que a partir das extremidades o duto se estende por um comprimento suficiente para que a interação solo-estrutura seja capaz de ancorá-lo nos dois sentidos partindo do eixo $x=0,0$; pode-se concluir que este eixo é um eixo de simetria. Portanto, para a estrutura a ser modelada todas as análises de sensibilidade tratadas neste item tem o formato apresentado na Figura 7.12. Destaca-se que esta figura é meramente ilustrativa, exceto pelo comprimento de metade da alça que é adotado de 50 metros.

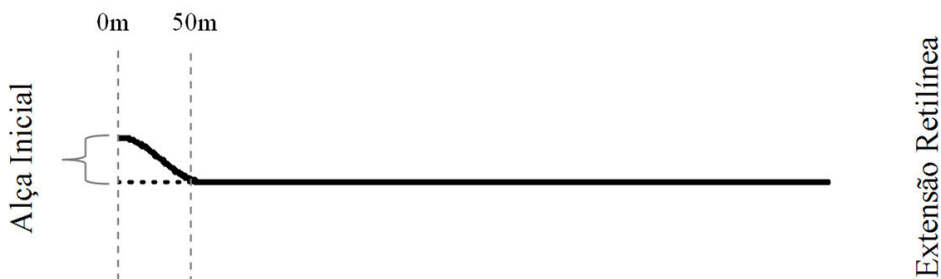


Figura 7.12 - Modelo ilustrativo de formato do duto.

Aplicando os conceitos de simetria na estrutura, é possível concluir que no eixo de simetria não há translação axial e nem rotação; por outro lado, o deslocamento lateral deve ser estar liberado, conforme apresentado na Figura 7.13.

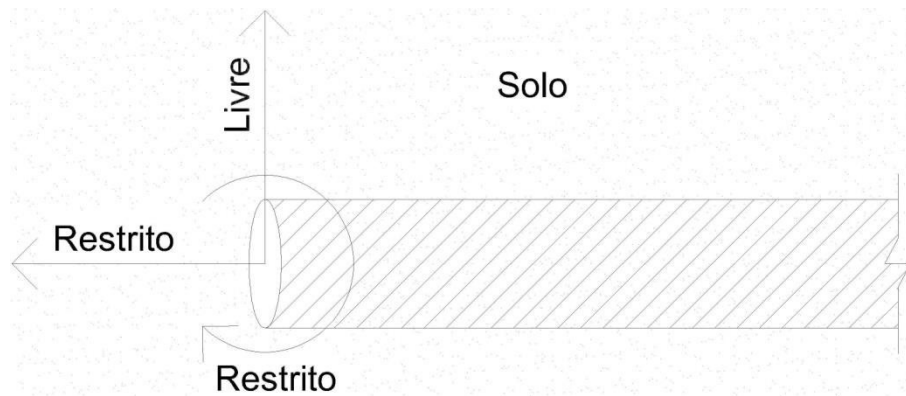


Figura 7.13 - Restrições no eixo de simetria.

Logo, o modelo inicial de elementos finitos pode ser criado a partir das informações apresentadas e das definições a seguir.

- diâmetro (D) = 0,508m (20 in);
- relação Diâmetro/Espessura (D/e) = 15;
- módulo de elasticidade (E) = 200 GPa;
- coeficiente de expansão térmica (α) = $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- resistência não drenada (S_u) = 5,0 kPa (A partir desta resistência pode-se definir a relação que é aplicada na interação solo-estrutura utilizando o modelo apresentado no Item 5.4);
- força de atrito axial - esta é calculada a partir da aplicação do método apresentado no Item 5.4.6 e utilizando o valor de S_u supracitado;
- comprimento total do duto - este é sempre adotado como suficiente para que o duto possa ser ancorado pela força de atrito solo-estrutura, de modo que ancoragens nas extremidades não afetem os resultados de flambagem do trecho central estudado;
- deformação inicial D_0 - é adotada entre 0,10 e 10%;
- variação de temperatura = 0,0 a 100°C ;

7.4.2.1 Deslocamento

A Figura 7.14 apresenta, portanto, a o gráfico comparativo de deslocamento no trecho central da alça para determinados valores de deformação inicial. Nesta, é possível analisar três trechos distintos, sendo eles:

- pré-flambagem - este trecho pode ser identificado entre a temperatura de 0,0 graus Celsius e 25 graus Celsius aproximadamente. Nesta faixa, é

possível identificar uma discrepância de pequena magnitude entre os quatro modelos estudados. Entretanto, nota-se que o aumento da alça de flambagem inicial faz com que o deslocamento neste trecho também se desenvolva mais.

- flambagem - apesar de o modelo estar constantemente no processo de flambagem, o trecho onde existe maior variação de deslocamento é denominado aqui como o trecho de flambagem. Este pode ser identificado entre 25 e 35 graus Celsius. Nota-se que o fenômeno de aceleração do deslocamento depende diretamente da alça inicial, uma vez que o gráfico apresentado para a alça de 10% tem uma transição muito mais suave que o gráfico de onde a imperfeição foi de 1,0%.
- pós-flambagem - aqui, entre as temperaturas de 35 e 100°, é possível notar que os deslocamentos se desenvolvem paralelamente e que alças maiores levam a deslocamentos menores no pós flambagem. Ainda neste trecho, é possível notar que entre 90 e 100 graus Celsius existe uma queda do deslocamento para os modelos com alça inicial de 1,0% e 2,0%. Esta queda pode ser atribuída à ultrapassagem da resistência de *breakout* de um trecho adjacente ao trecho central, que é explicada posteriormente.

Nota-se ainda que para a deformação de 0,10%, o carregamento de 100 graus Celsius não foi suficiente para gerar a flambagem do duto. Reitera-se que esta alça de 0,10% é equivalente a 5,0 centímetros no comprimento total de 100 metros, portanto, extremamente pequena relativamente falando.

Destaca-se ainda que o eixo da direita pode ser utilizado para analisar a desvio padrão relativo à média de deslocamento entre os modelos que apresentaram flambagem (1,0; 2,0 e 10%). Portanto, é possível notar que uma discrepância entre 10 e 20% é mantida entre os modelos que apresentaram flambagem, no trecho posterior a mesma.

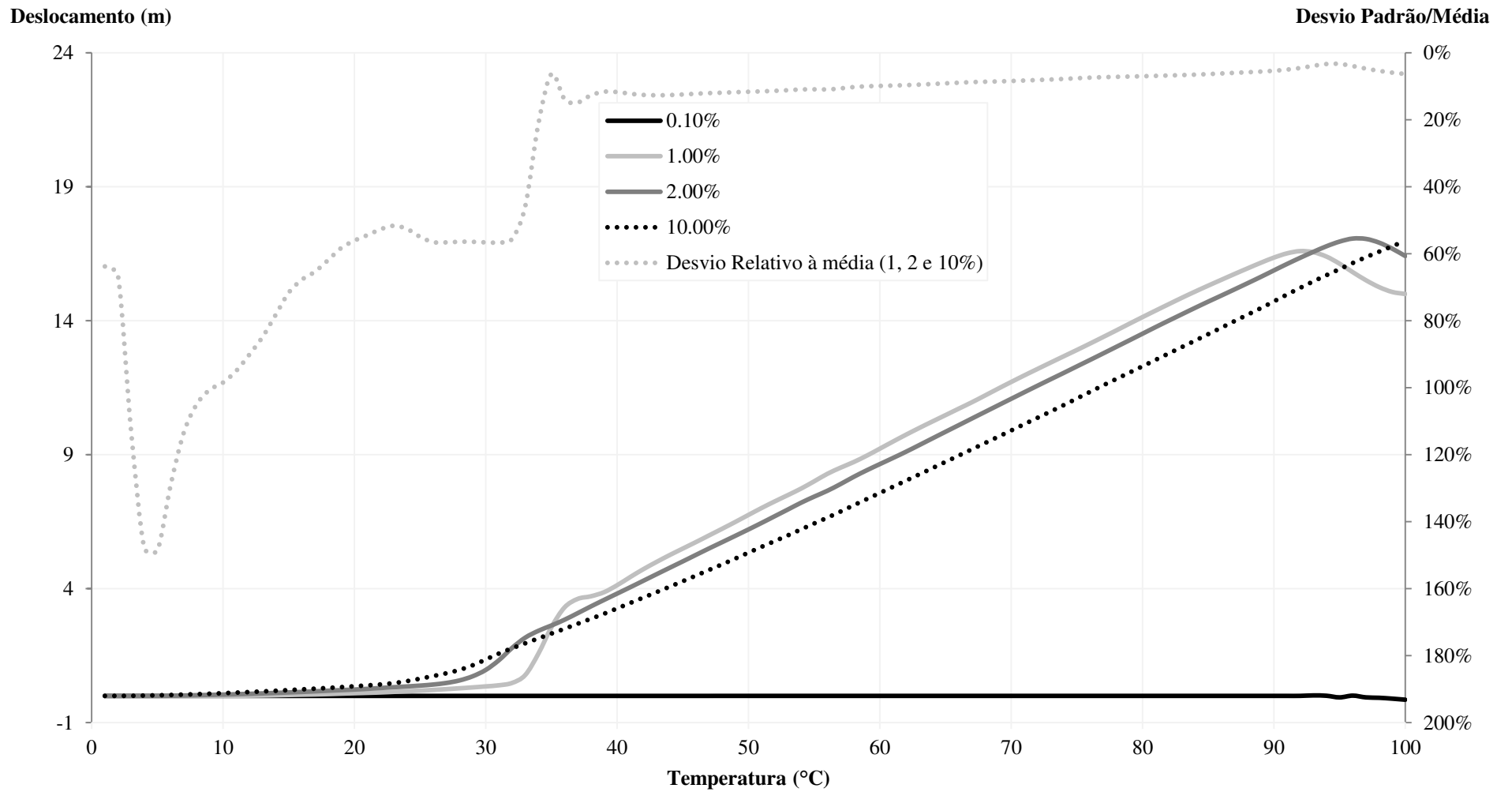


Figura 7.14 - Deslocamentos para análise de sensibilidade de alça.

A Figura 7.15 apresenta as deformadas para quatro temperaturas do modelo com 1,0% de deformação inicial. Estas explicitam o fenômeno da primeira e da segunda ruptura da resistência de *breakout* pelo duto.

Analisando as deformadas a 30 e 40 graus Celsius pode-se concluir que a ruptura ocorreu no trecho central e que, portanto, entre estas temperaturas o trecho de maior deslocamento venceu a resistência máxima dada pela interação solo-estrutura. Entretanto, observando a alça secundária, nota-se que sua variação de deslocamento foi mínima.

Por outro lado, observando as deformadas de 90 e 95 graus Celsius constata-se que no trecho central houve variação mínima, tendo a deformada recuado apesar do aumento da temperatura. Este fenômeno se deve ao fato de a alça secundária de flambagem, localizada aproximadamente 90 metros do eixo central, ter vencido a resistência de *breakout* e com isso se deslocado muito com uma pequena variação de temperatura.

Vale destacar ainda o fato de o comprimento da alça de flambagem ter aumentado proporcionalmente ao acréscimo da temperatura, fazendo com que a mesma se espalhasse por um comprimento maior que o inicial de 50 metros.

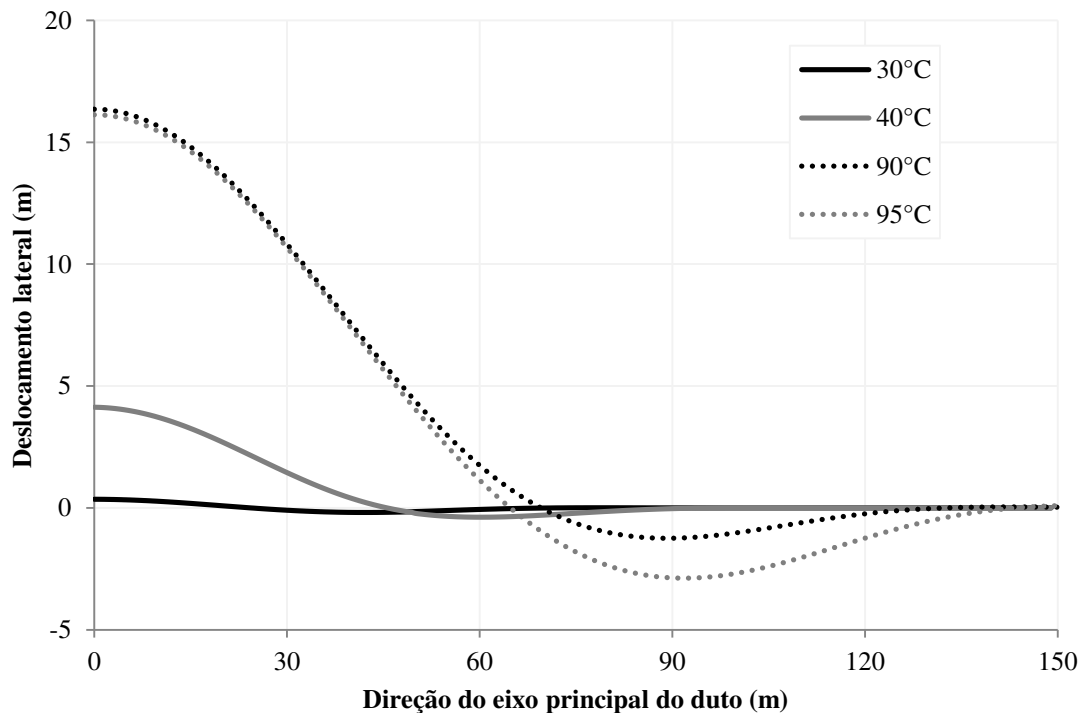


Figura 7.15 - Deformadas e explicação do fenômeno da flambagem.

7.4.2.2 Tensão

Após conhecer o comportamento, em termos de deslocamento, de dutos submetidos a grandes variações de temperatura associadas às alças de flambagem controladas, faz-se necessário avaliar a influência que estas alças têm em termos de tensão. Conseqüentemente, é apresentado na Figura 7.16 o desenvolvimento da tensão de von Mises no trecho central com relação à temperatura em que é aplicada.

A análise desta figura permite reiterar alguns pontos abordados anteriormente como a suavização da flambagem com o aumento da alça de flambagem. Entretanto, a mesma alça pode levar a tensões de von Mises maiores quando a estrutura é submetida a variações de temperatura altas, como pode ser observado entre 90 e 100 graus Celsius onde a tensão na estrutura dotada de 10% de alça inicial ultrapassa as demais.

Tensão de von Mises (kPa)

Desvio padrão/média

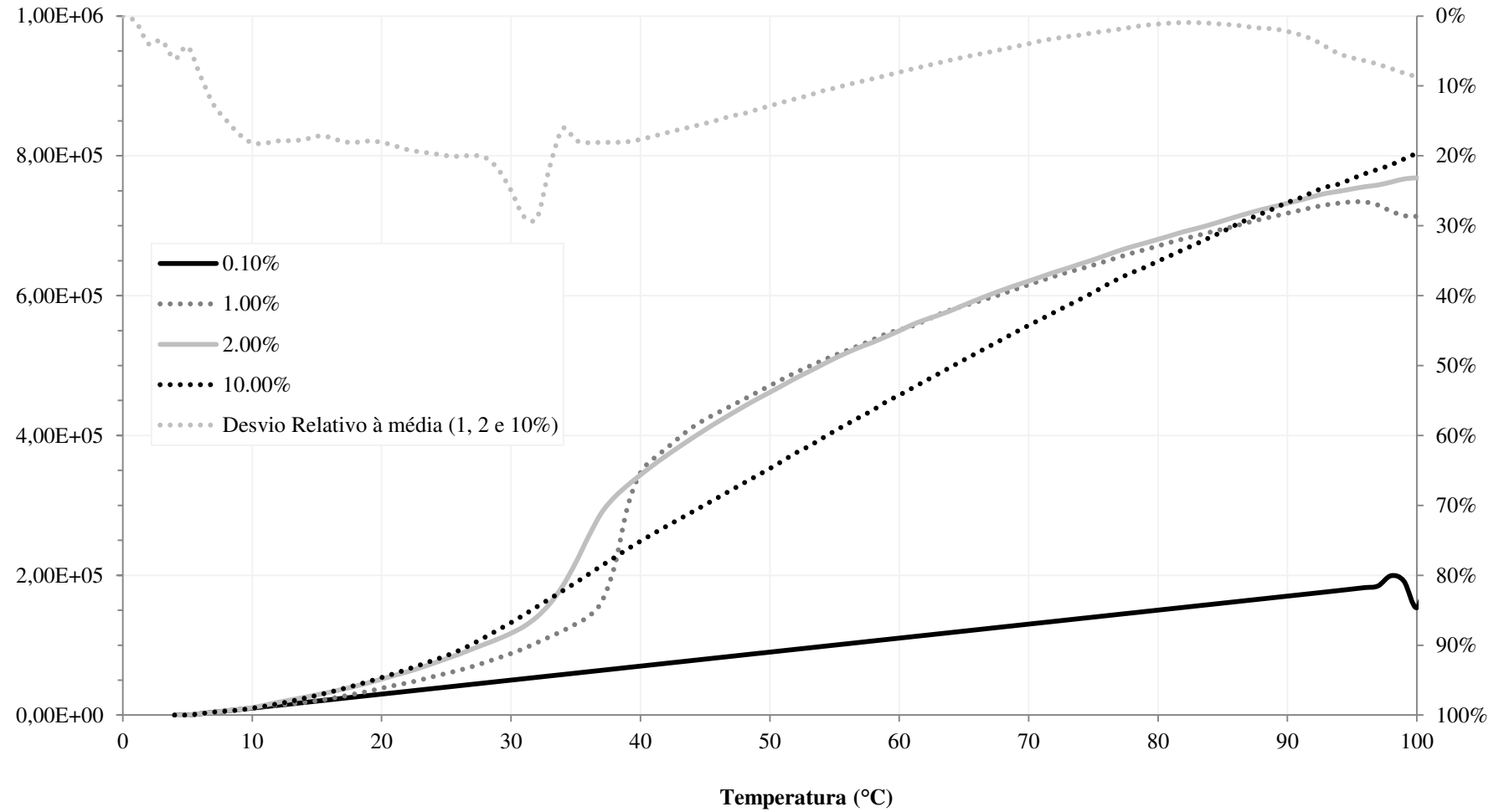


Figura 7.16 - Tensão de von Mises para diferentes alças.

7.4.2.3 Critérios de Falha

Neste Item, são apresentados os resultados dos critérios de combinação de cargas para ocorrência de flambagem local e fratura, segundo a DNV-OS-F101. Estes foram descritos com detalhadamente nos Itens 4.4.2.1.2 e 4.4.2.3, respectivamente. A seguir, a Figura 7.17 representa o critério para formação de flambagem local no duto, enquanto a Figura 7.18 explicita o critério de fratura de acordo com a norma.

Ambas as Figuras apresentam o desenvolvimento dos critérios avaliados com relação à variação do esforço devido à temperatura na estrutura. A área hachurada em cinza claro representa o limite estipulado pela norma para determinado critério. Portanto, valores além desta representam carregamentos que não cumprem com os requisitos estabelecidos pela norma.

Logo, faz-se necessário ressaltar que a única estrutura que cumpre os dois requisitos de fratura e de combinação de cargas é a que não flamba, a dotada de deformação de apenas 0,10%. Destaca-se ainda que quando nos referimos ao critério de combinação de cargas todas as estruturas que sofreram flambagem ultrapassaram o mesmo logo após a ruptura da resistência de *breakout* da interação solo-estrutura. Por outro lado, o critério de fratura em dutos mostrou-se mais flexível, uma vez que todas as estruturas se mantiveram dentro dos limites estabelecidos pela norma por quase todo o domínio de 0,0 a 100 graus Celsius.

Unicamente, o duto projetado com 10% de deformação inicial foi capaz de atingir uma deformação excessiva e ultrapassar o critério de fratura próximo da temperatura de 95 graus Celsius. Esta análise leva a conclusão de que maiores deformações iniciais levam à possibilidade de fratura anterior àquelas que possuem pequenas deformações iniciais.

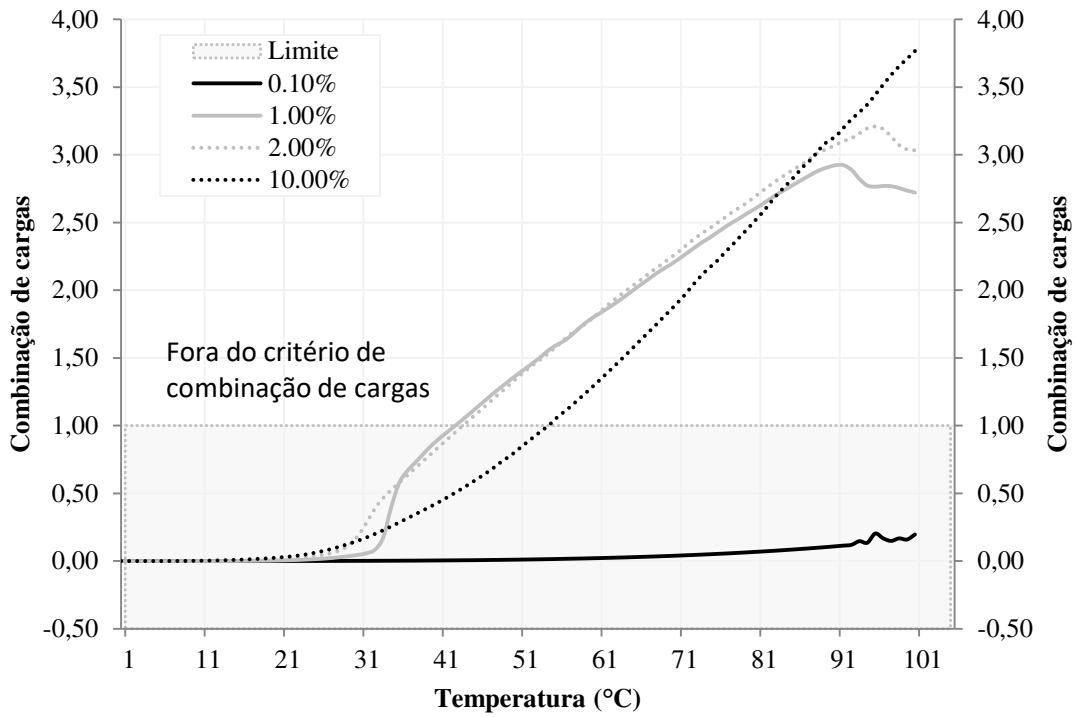


Figura 7.17 - Critério de flambagem local para sensibilidade de alça.

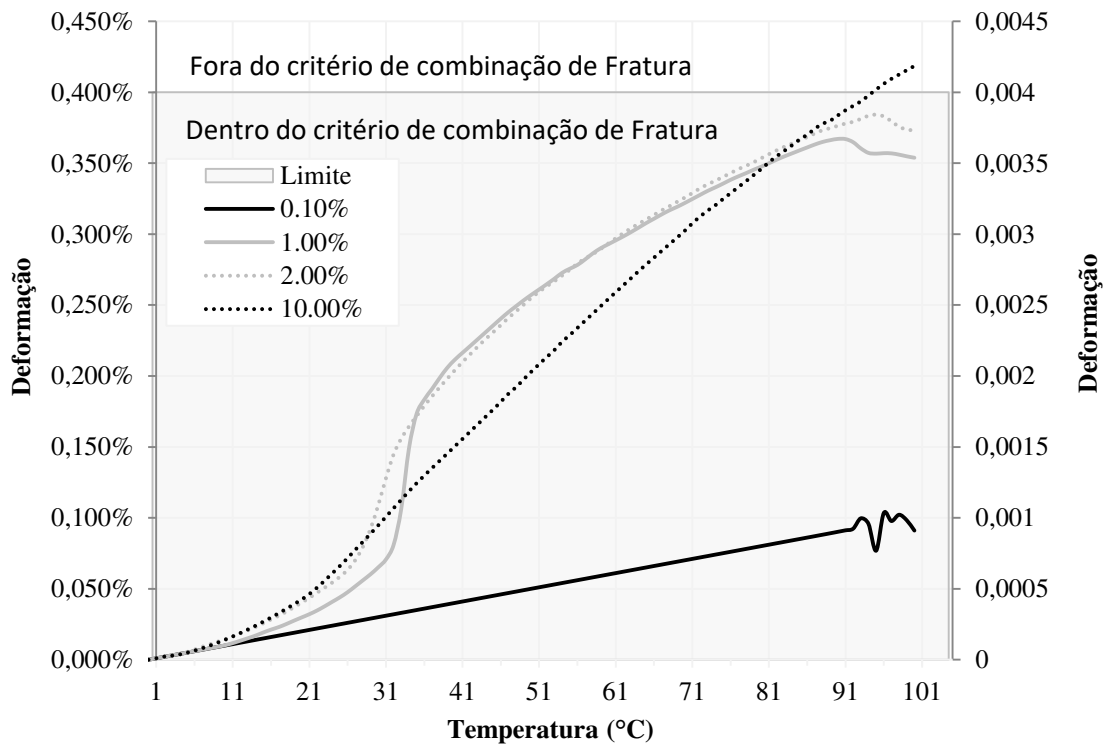


Figura 7.18 - Critério de fratura para sensibilidade de alça.

7.4.3 Resistência não drenada do solo (S_u)

Conforme apresentado no Item 5.4.5.4, a resistência não drenada do solo é responsável por grande variação na relação força-deslocamento que representa a resistência lateral do solo ao movimento do duto; por outro lado, esta também é responsável por definir a força de atrito, conforme visto no Item 5.4.6. Portanto, faz-se necessário avaliar como ocorre esta influência na flambagem aplicando o método de VERLEY em modelos de elementos finitos.

Logo, o mesmo modelo descrito no Item 7.4.2 é utilizado neste. Entretanto, a alça de inicial (D_0) é mantida constante, enquanto o valor da resistência não drenada S_u tem seu valor variado entre 5,0 e 20 quilopascals.

7.4.3.1 Deslocamento

A Figura 7.19 apresenta o desenvolvimento do deslocamento em função da temperatura. Nesta, é possível constatar que quanto maior a restrição imposta pelo S_u menor é o deslocamento e maior é a temperatura com o qual o esforço de flambagem ultrapassa a resistência de *breakout*. É possível ainda observar que resistências não drenadas de menor magnitude levam à formação de alças secundárias anteriormente às maiores.

Adicionalmente, a Figura 7.20 apresenta a relação entre a temperatura anterior à flambagem e à resistência não drenada. Nesta, pode-se notar uma relação aproximadamente linear entre o valor de S_u e a temperatura de ruptura da resistência de *breakout*.

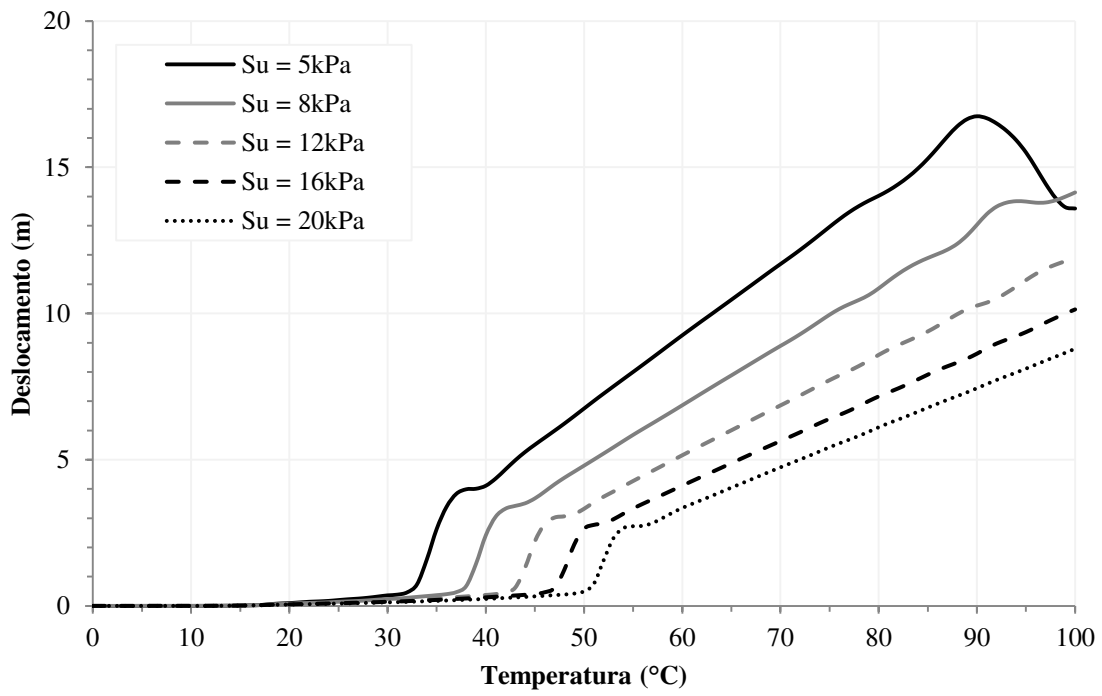


Figura 7.19 - Deslocamento para sensibilidade de resistência não drenada S_u .

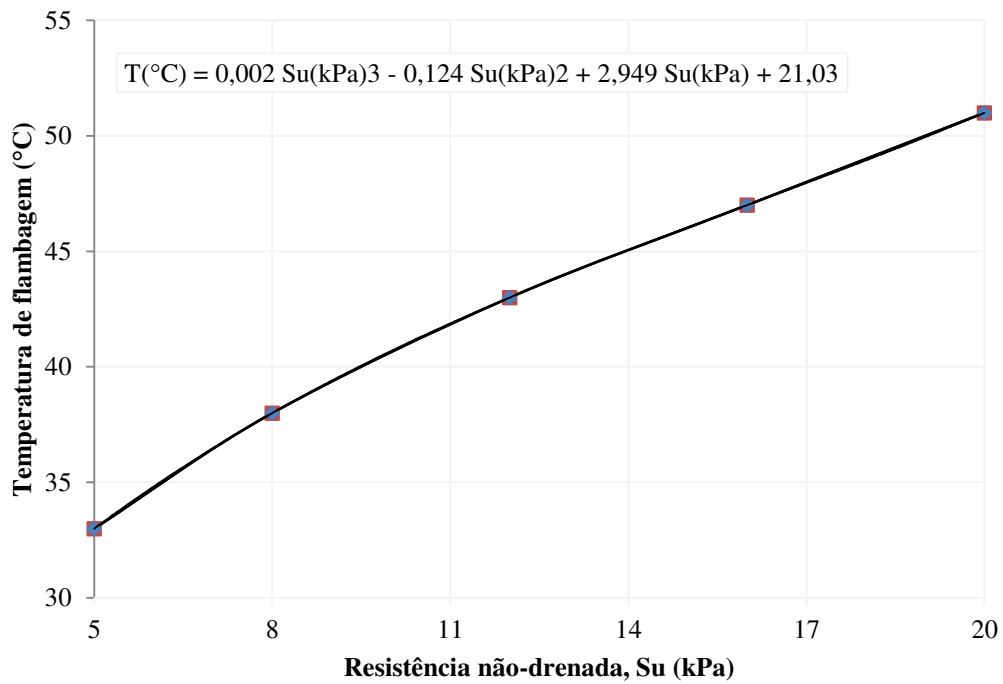


Figura 7.20 - Relação entre a temperatura de flambagem da alça principal e a resistência S_u .

7.4.3.2 Tensão

A avaliação da tensão quanto a sua relação com S_u conta com a apresentação da mesma em dois trechos distintos da estrutura. O primeiro é o mesmo utilizado nos itens anteriores e o segundo é o trecho localizado a 200 metros do eixo de simetria, conseqüentemente, fora da alça de flambagem. O objetivo desta análise é demonstrar o efeito de alívio de tensões gerado na região fora da alça principal.

Com isso, a Figura 7.21 apresenta as tensões de von Mises a serem avaliadas. Destaca-se inicialmente a relação direta existente entre a tensão na alça de flambagem e no trecho retilíneo, enquanto o trecho em flambagem recebe grande parte da tensão através da deformação, o trecho não deformado alcança tensões abaixo das tensões esperadas em um duto ideal sem deformação.

Von Mises (kPa)

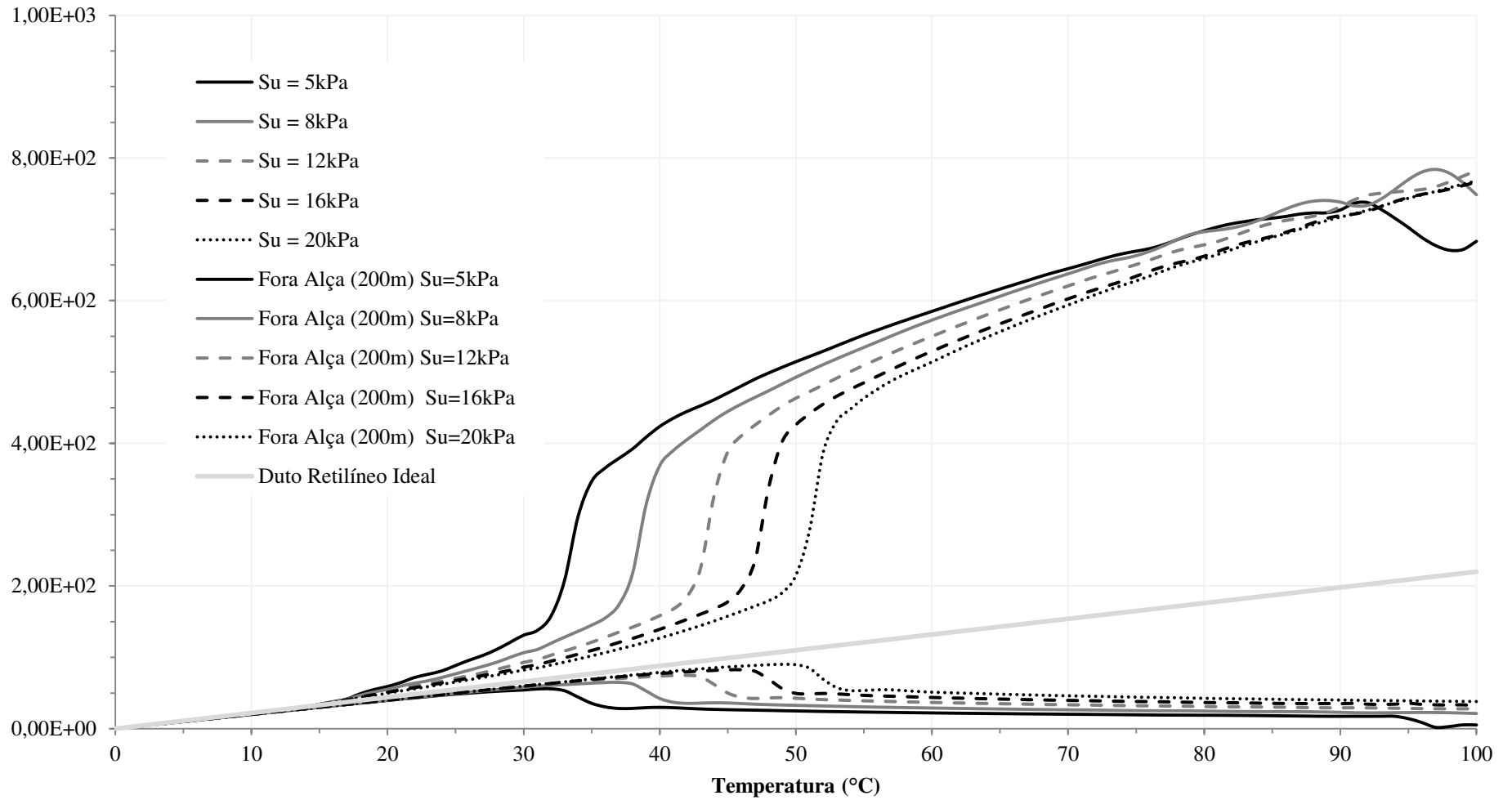


Figura 7.21 - Tensão para sensibilidade de Su.

Em seguida, pode-se destacar também a tendência de aproximação das curvas de tensão do trecho central no trecho pós flambagem. A Figura 7.22 apresenta o gráfico de desvio padrão relacionado à média das tensões no trecho central. É possível notar que desvio no trecho pós flambagem diminui, indicando que independentemente da resistência da interação a tensão de von Mises no duto tende a convergir para um valor comum no trecho pós-flambagem, indicando que a influência da resistência não drenada está muito mais ligada à definição do instante da primeira flambagem.

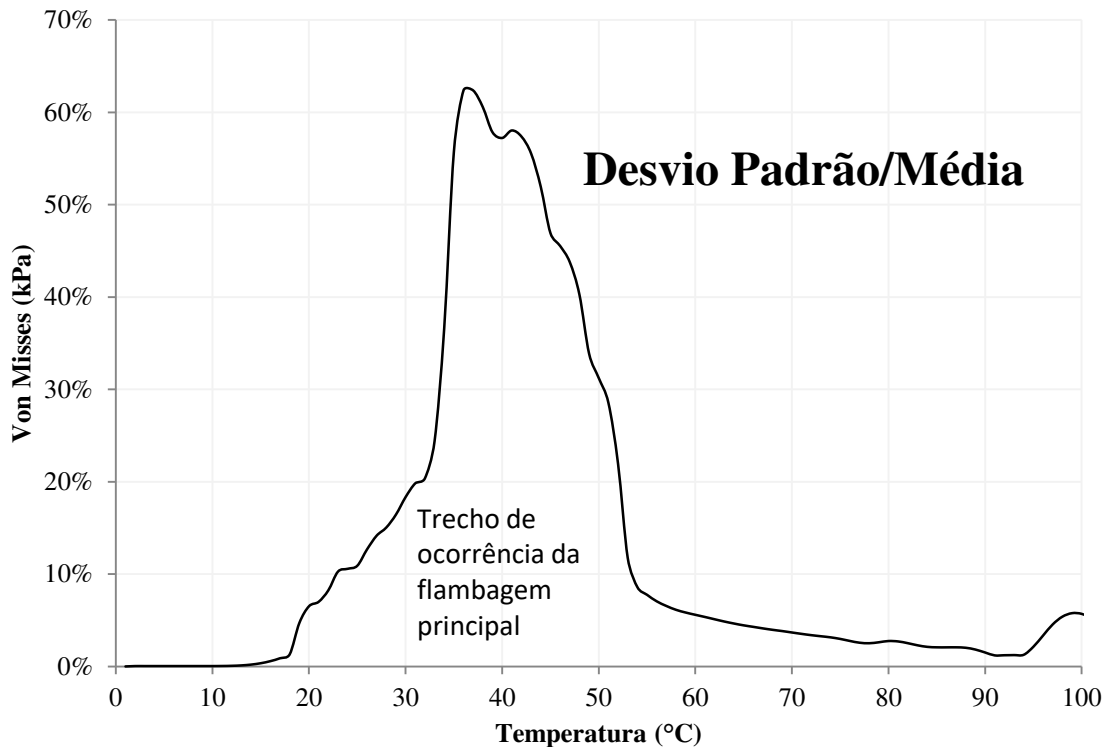


Figura 7.22 - Desvio padrão/média para sensibilidade de Su.

7.4.3.3 Critérios de Falha

Torna-se importante, portanto, avaliar a influência da resistência não drenada do solo quando submetida aos critérios de falha da norma DNV-OS-F101.

A Figura 7.23 demonstra o desenvolvimento do critério de combinação de cargas para formação de flambagem local. Neste caso, pode-se destacar a importância associada à maior restrição dada pelo solo. Ou seja, nota-se que a flambagem é responsável pelo rompimento do critério aqui avaliado e, portanto, quanto mais tarde a estrutura for capaz de ultrapassar a resistência de *breakout* do solo, mais tempo a mesma permanece respeitando este critério. Com isso, pode-se notar que para dutos semelhantes, um solo mais resistente torna-se mais interessante para evitar a formação de flambagem local.

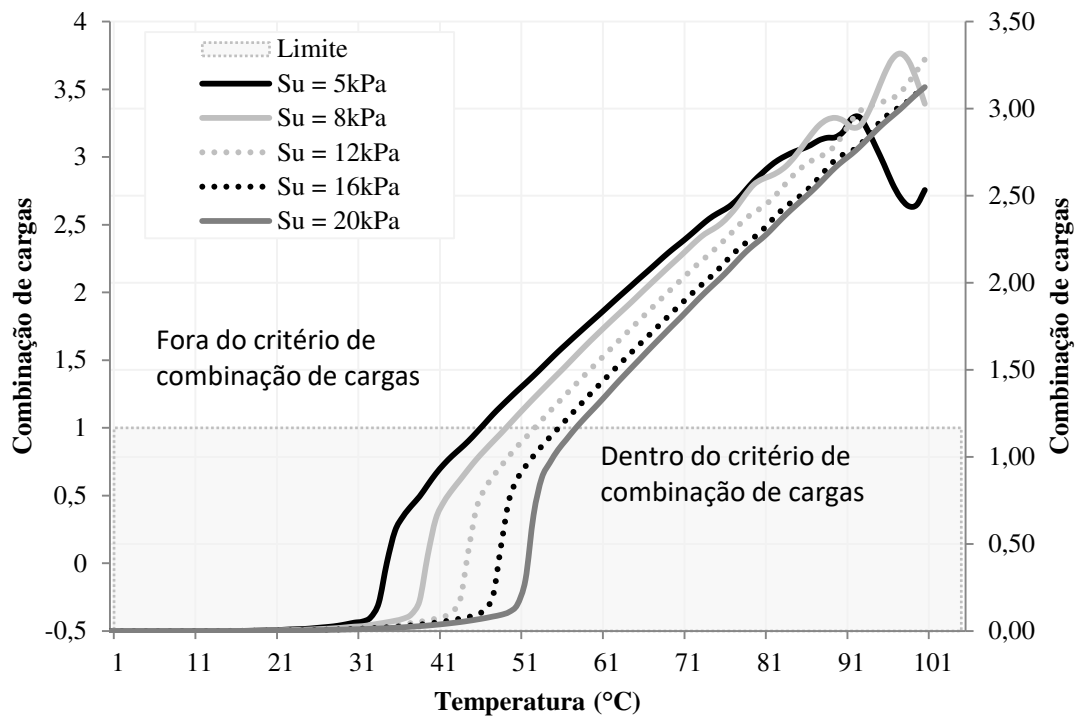


Figura 7.23 - Combinação de cargas para sensibilidade de S_u .

A segunda avaliação, e não menos importante, está relacionada à fratura estrutural. A Figura 7.24 mostra o desenvolvimento deste critério relacionado ao aumento da temperatura. Neste caso, observa-se que este critério se mostrou novamente menos restritivo, estando todos os modelos dentro da faixa aceitável de deformação para que não haja fratura.

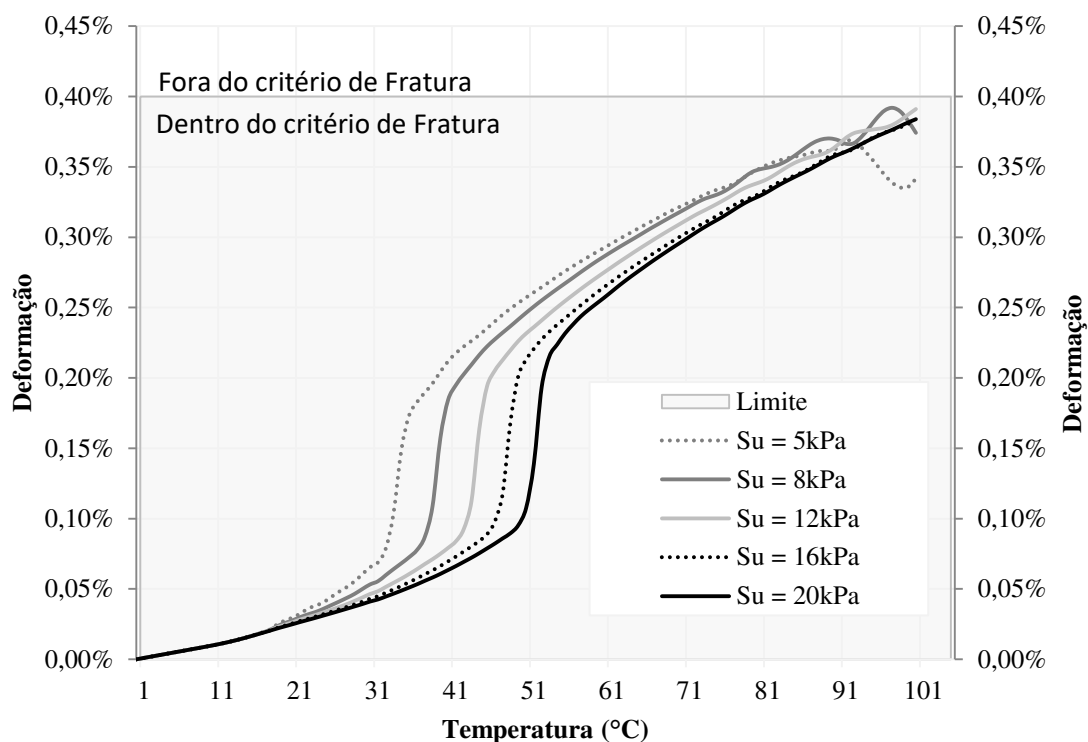


Figura 7.24 - Critério fratura para sensibilidade Su.

7.4.3.4 Eficácia dos Links

Através das ferramentas computacionais utilizadas, é possível obter o gráfico da força obtida no *link* utilizado para representar o solo no modelo onde a resistência Su adotada foi de 20 quilopascals. Portanto, a Figura 7.25 apresenta o gráfico de VERLEY obtido para representação da relação força deslocamento equiparado ao gráfico da força obtida para diversos pontos de durante a análise utilizando o *software* de elementos finitos. Nesta, é possível notar que os programas foram capazes de representar com boa precisão a relação que define o comportamento interativo. Esta representação se mostrou praticamente exata nos trechos elástico, plástico e constante pós-flambagem e, por outro lado, apresentou alguma discrepância no trecho imediatamente após a resistência de *breakout*.

Por outro lado, a Figura 7.26 apresenta os gráficos de deslocamento com relação ao aumento da temperatura no duto (eixo da esquerda) e de força lateral no *link* com relação à mesma temperatura (eixo da direita). Nesta, é possível notar que a ultrapassagem resistência de *breakout* é responsável pelo desencadeamento da flambagem na temperatura de aproximadamente 51 graus Celsius. Este fator ressalta ainda mais a importância da resistência apresentada pelo solo através das bermas laterais.

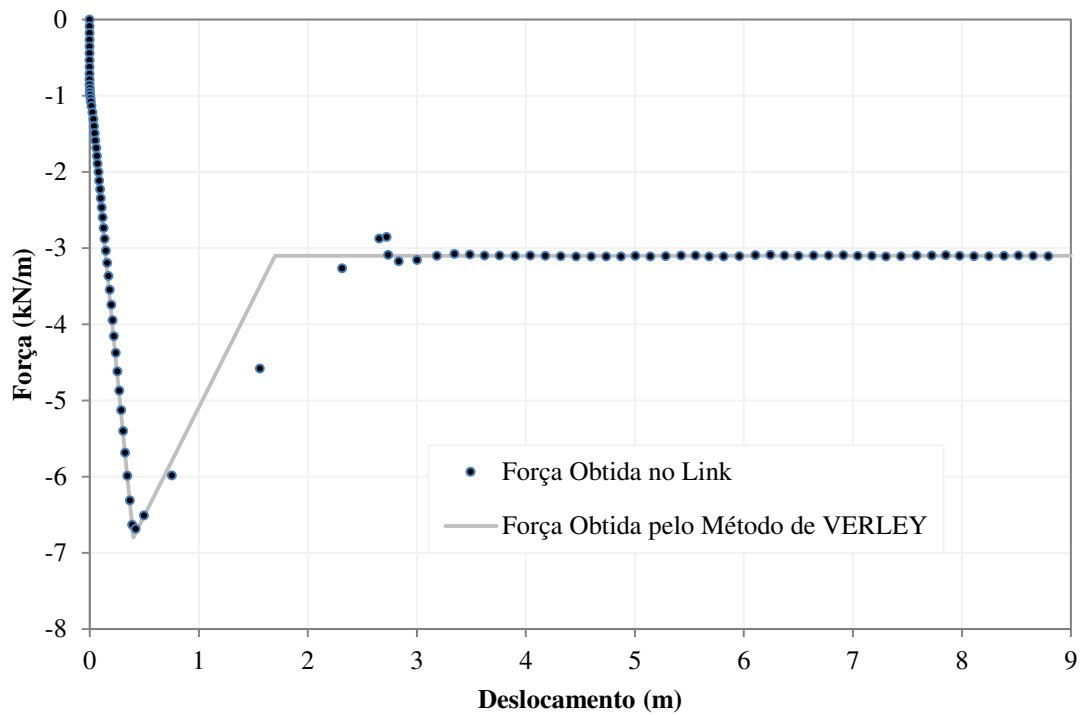


Figura 7.25 -Validação dos *links* utilizados nos modelos de elementos finitos.

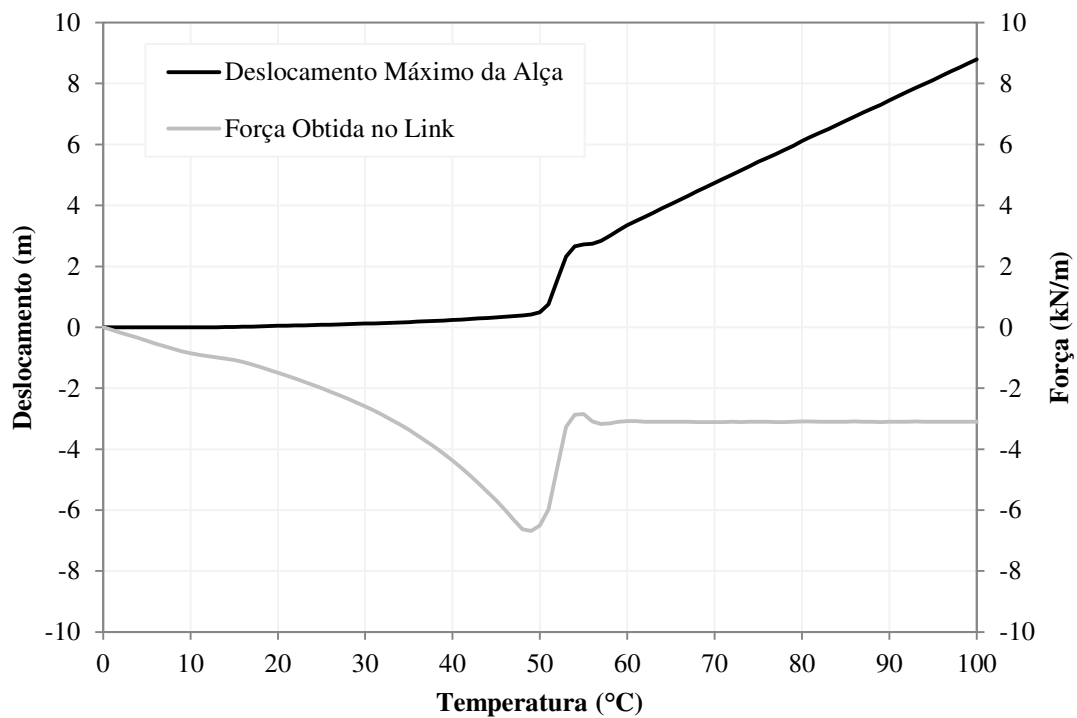


Figura 7.26 - Relação entre resistência de *breakout* e instante de flambagem.

7.4.4 Variação do Diâmetro externo e da relação D/e

A avaliação de sensibilidade do modelo com relação ao diâmetro externo e à relação entre o diâmetro externo (D) e a espessura (e) da parede é realizada utilizando o

mesmo modelo apresentado no Item 7.4.2, sendo a alça inicial aqui fixada em 1% e o diâmetro e a relação D/e variada através de 6 modelos, sendo eles:

- D = 0,254m (20 in) e D/e = 25;
- D = 0,254m (20 in) e D/e = 20;
- D = 0,254m (20 in) e D/e = 15;
- D = 0,508m (20 in) e D/e = 25;
- D = 0,508m (20 in) e D/e = 20;
- D = 0,508m (20 in) e D/e = 15.

Apesar de a relação máxima permitida em norma [30] entre o diâmetro externo e a espessura ser de 45, esta se demonstra extremamente instável e, portanto, não foi utilizada nesta avaliação.

7.4.4.1 Deslocamento

A Figura 7.27 apresenta o desenvolvimento dos gráficos de deslocamento versus temperatura aplicada à estrutura. Nesta, é possível destacar a influência do diâmetro no desenvolvimento da curva, nota-se que diâmetros maiores tendem a se deslocar mais e flambar anteriormente aos menores. Por outro lado, constata-se que dutos menos rígidos, com relação D/e maior, tendem a retardar a flambagem quando comparados aos mesmos modelos com relações D/e mais baixas. Este fato pode ser explicado pela relação entre a área de seção transversal do duto e o esforço normal ao qual o mesmo é submetido.

Utilizando a Equação 7.12 que fornece o esforço normal efetivo máximo teórico em um duto retilíneo e restrito nas extremidades é possível averiguar a importância da área de seção transversal do duto. Eliminando o esforço devido à tração residual de lançamento e substituindo o valor das áreas interna e de seção obtêm-se a relação entre o esforço normal máximo o diâmetro, D e a relação R=D/e na Equação 7.12. Através desta, conclui-se que o esforço normal aumenta proporcionalmente ao quadrado do diâmetro externo. Adicionalmente, analisando a parcela que envolve a relação D/e constata-se que quanto menor esta for maior é o esforço normal. A observação destes conceitos permite entender porque o primeiro duto a flambar foi o de maior área de seção transversal e o último foi o de menor área.

$$N_{ef}^{m\acute{a}x} = -H + \Delta p_i \cdot A_i \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad [7.11]$$

$$N_{ef}^{m\acute{a}x} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \left\{ \begin{array}{l} \Delta p_i \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 - 2/R)^2 + \\ E \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot [1 - (1 - 2/R)^2] \end{array} \right\} \quad [\text{ 7.12 }]$$

Deslocamento (m)

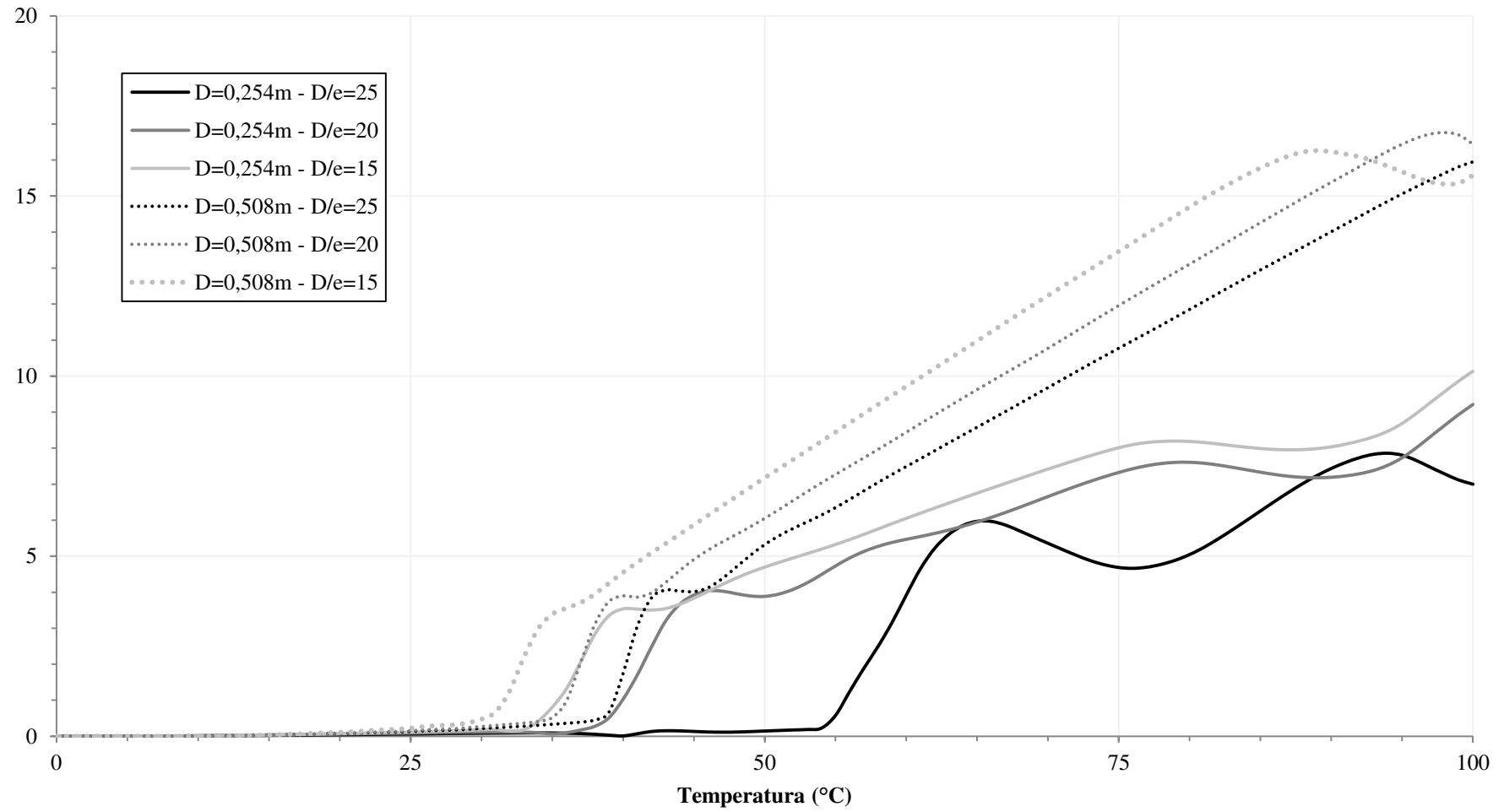


Figura 7.27 - Deslocamento para sensibilidade de D e D/e.

Entretanto, apesar de menores áreas de seção transversal retardarem a flambagem, esta vantagem é compensada pelo fato das mesmas serem mais instáveis e, portanto, apresentarem flambagens sucessivas associadas a pequenas variações de temperatura logo após a primeira flambagem. Sendo assim, a Figura 7.28 ilustra a deformada do modelo com diâmetro de 10 polegadas e relação R de 25, o mais instável, para as temperaturas de 50, 65, 75, 95 e 100 graus Celsius.

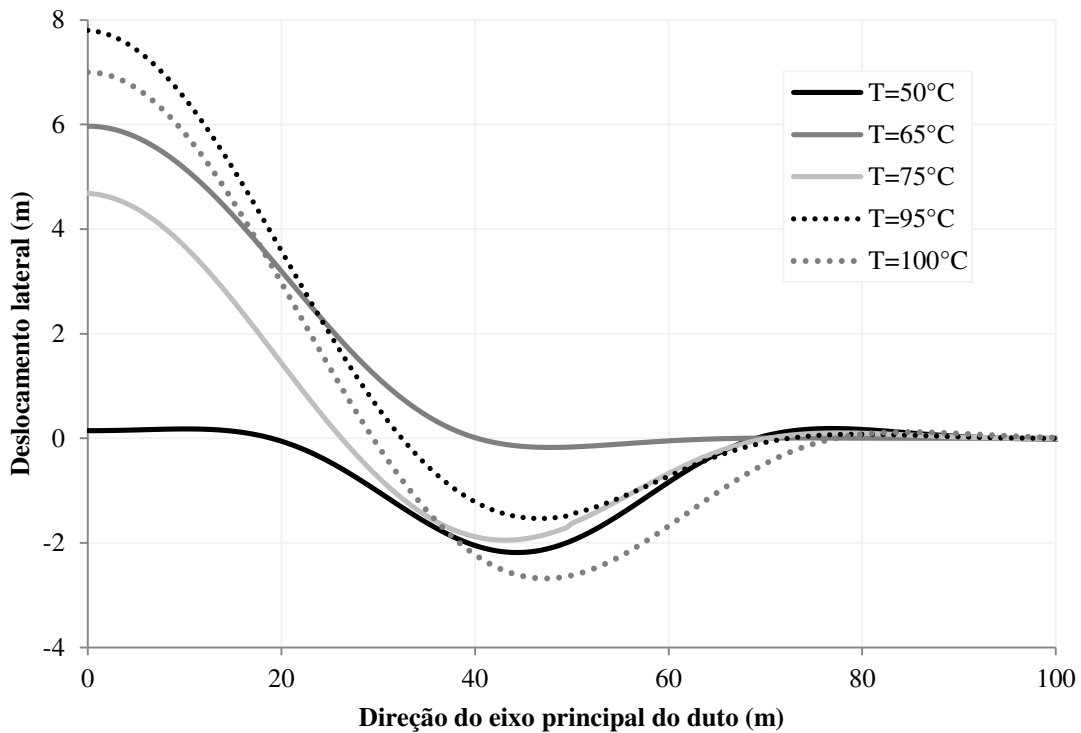


Figura 7.28 - Alças de flambagem para sensibilidade de D e D/e.

A observação das deformadas permite concluir que a primeira flambagem neste caso não ocorreu no eixo central, mas sim na alça secundária, conforme visto na deformada de 50 graus Celsius. Em seguida, a resposta do modelo aos 65 graus Celsius foi o a ruptura da resistência de *breakout* no trecho central tendendo à configuração usual do terceiro modo HOBBS. Posteriormente, houve a ruptura da resistência do solo no trecho da alça secundária, configurando uma deformada com alça principal e secundária bem definidas aos 75 graus Celsius. Por fim, nas temperaturas de 95 e 100 graus Celsius é possível notar novos avanços das alças principal e secundária respectivamente. Conclui-se que em dutos de maior instabilidade a configuração deformada é ajustada com o aumento da temperatura equilibrando os esforços entre as alças principal e secundária.

Destaca-se ainda que o perfil de resistência de interação solo-estrutura é dependente do peso do duto. Com isso, para um mesmo valor de resistência não drenada, dutos mais pesados levam a maiores resistências devido ao seu enterramento inicial de maior magnitude.

7.4.4.2 Tensão

Analisando o desenvolvimento das tensões de von Mises para os mesmos modelos apresentados no Item 7.4.4.1, através da Figura 7.29, torna-se evidente que dutos de menor seção transversal levam a tensões de menor magnitude ao longo do desenvolvimento do fenômeno da flambagem. Por outro lado, a tendência á relação entre o diâmetro e a espessura do duto é responsável pelo deslocamento do instante da ocorrência da primeira flambagem. Entretanto, para um mesmo diâmetro, as estruturas tendem para tensões de von Mises semelhantes.

Comparando as três estruturas de diâmetro externo de 0,508 metros obtêm-se a relação entre o desvio padrão e a média de tensão das mesmas na Figura 7.29 observando o eixo secundário da direita. Este gráfico exemplifica o fenômeno previamente abordado, onde as tensões tendem a convergir no trecho pós-flambagem.

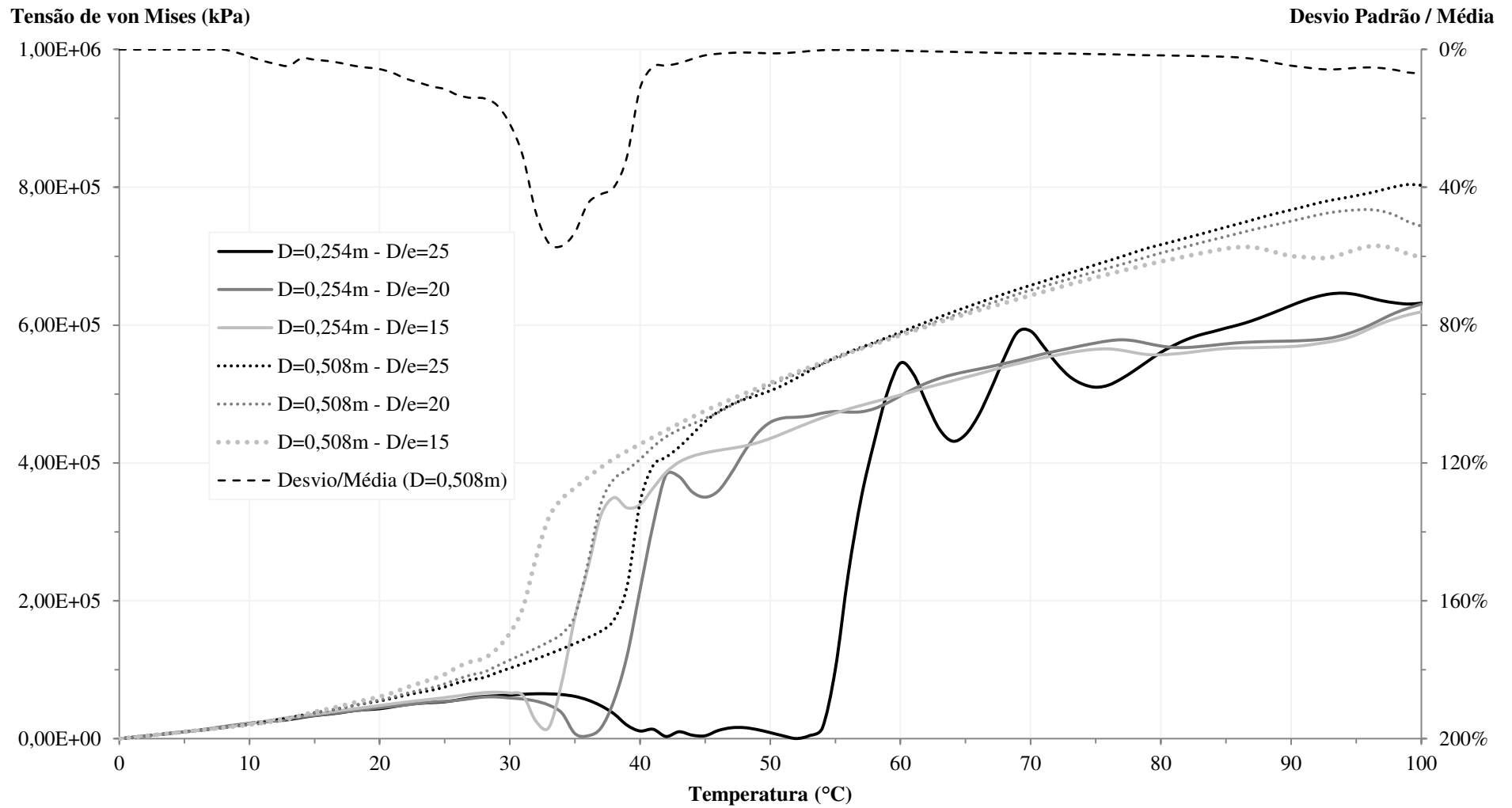


Figura 7.29 - Tensão de von Mises para sensibilidade de Diâmetro e relação D/e.

7.4.4.3 Critérios de Falha

Neste subitem, é avaliada a influência das dimensões da seção transversal na avaliação dos critérios de falha da DNV. Para tal, a Figura 7.30 demonstra o mesmo fenômeno observado anteriormente. Entretanto, vale destacar que apesar de no trecho pós-flambagem todas as estruturas encontrarem-se fora do critério de combinação de cargas, menores diâmetros levam a relações mais próximas do valor aceitável, além de saírem da faixa admitida neste critério posteriormente aos dutos de maior diâmetro.

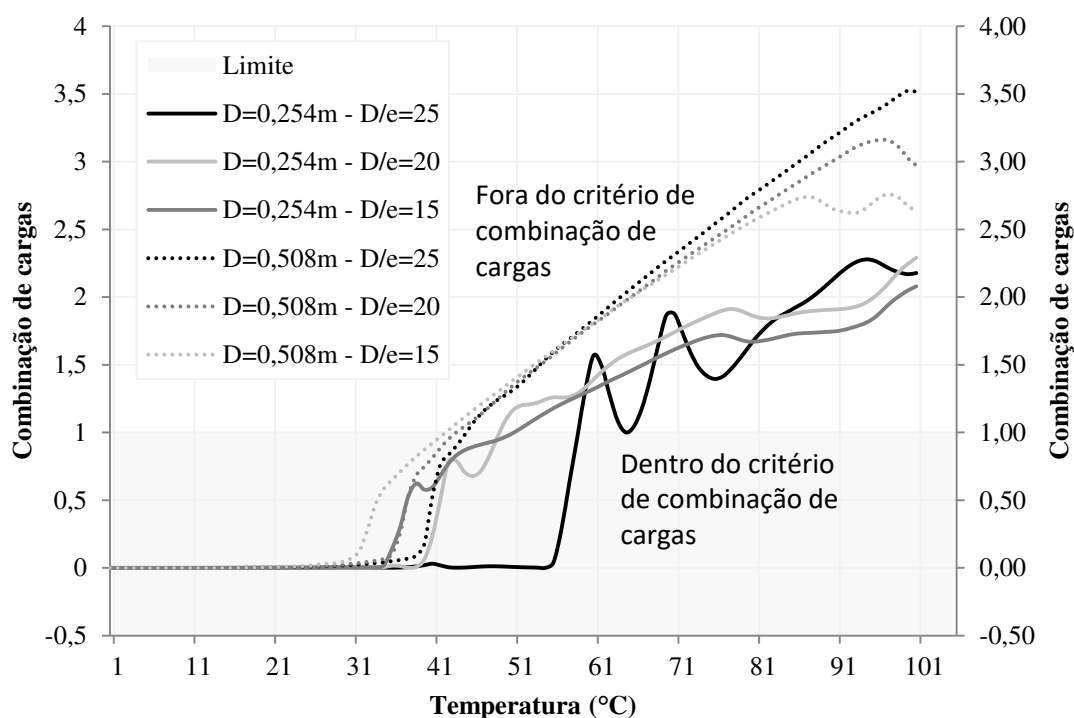


Figura 7.30 - Combinação de cargas para sensibilidade de D e D/e.e

Em seguida, avaliando o critério de fratura através da Figura 7.31, é possível notar que novamente todas as estruturas atenderam o mesmo, estando algumas próximas do limite aceitável.

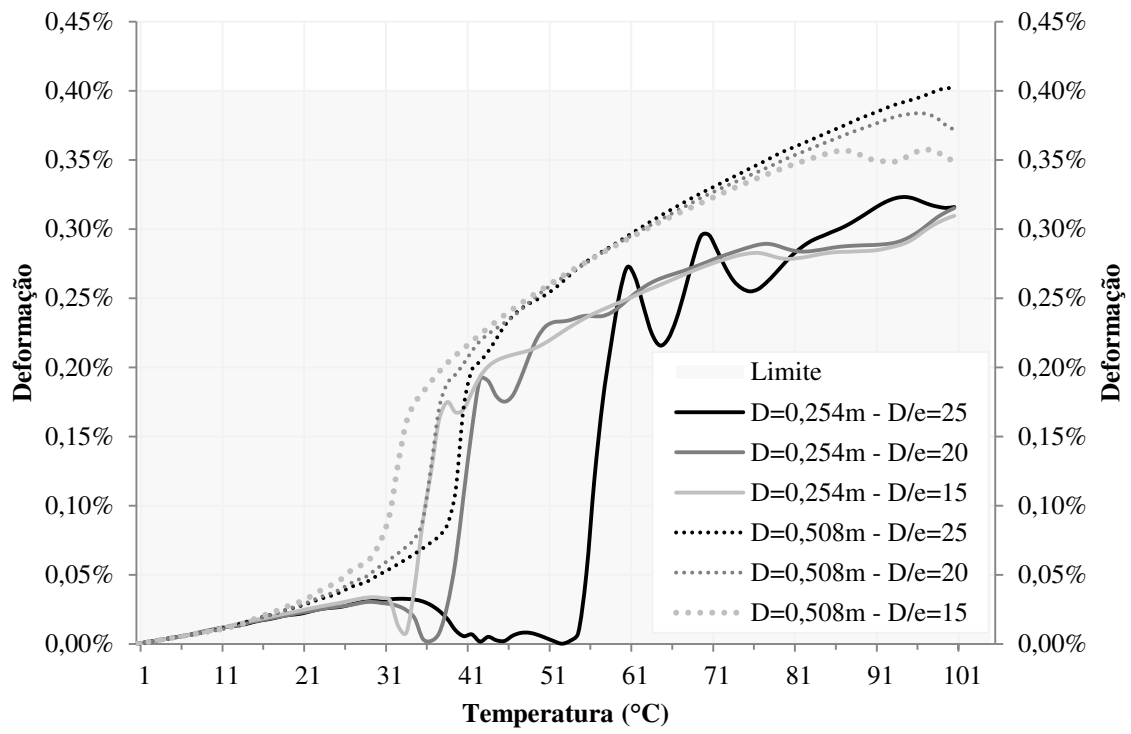


Figura 7.31 - Critério de Fratura por sensibilidade de D e D/e.

8 Conclusão

Conhecendo, portanto, as características e as análises associadas aos modelos de elementos finitos para flambagem por termo expansão e aplicando conectores como forma de representação da interação solo-estrutura, este trabalho trouxe resultados acerca da eficácia de dois *softwares* de elementos finitos para representar o problema proposto e análises de sensibilidade considerando as principais variáveis.

A qualidade de representação do fenômeno de flambagem em estruturas parcialmente restritas pôde ser verificada através da comparação com o modelo analítico apresentado no Item 7.3 Validação dos modelos em Elementos Finitos. Neste foi possível identificar bons resultados utilizando as ferramentas de restrição aqui propostas, tornando estas boas alternativas para avaliar problemas de flambagem de dutos envolvendo interação solo-estrutura.

Por outro lado, devido à necessidade de melhor representação da relação de esforços entre a estrutura e o solo, o modelo de VERLEY tornou-se necessário. Através da avaliação da flambagem pôde-se notar a influência da presença da resistência de *breakout* no desenvolvimento da deformação do duto e, conseqüentemente, nas tensões associadas a esta, mostrando, portanto, que em geral o momento onde a resistência de pico é atingida define o instante de variação mais abrupta de deslocamento da alça de flambagem.

A avaliação paramétrica, por sua vez, pode ser resumida através da Tabela 8.1. Nesta, podem ser averiguadas todas as influências aqui avaliadas com relação ao modelo, tais como:

- aumento da resistência S_u – pôde-se notar que o aumento deste fator fez com que as tensões diminuíssem com o desenvolvimento da temperatura e a restrição aumentasse, gerando, com isso, uma temperatura de desenvolvimento da flambagem maior, associada à maior estabilidade do duto como um todo.
- aumento da alça de flambagem – o aumento deste fez com que as tensões diminuíssem na maior parte do desenvolvimento da temperatura. Adicionalmente, verificou-se que a flambagem é retardada e torna-se mais suave quando a alça inicial adotada tem maiores magnitudes.

- aumento da área da seção – conforme previsto, o aumento da seção transversal do duto adianta o momento de flambagem. Entretanto, torna o duto mais rígido, prevenindo flambagens sucessivas.

Adicionalmente, a tabela apresenta as vantagens e desvantagens obtidas com a variação de cada um dos parâmetros avaliados.

Destaca-se ainda a possibilidade dada pelo presente trabalho de aprofundamento no entendimento da formação das alças de flambagem principal e secundárias, quando associadas ao conceito de interação solo-estrutura com representação da resistência de *breakout*. Observando que, em geral, a alça principal vence o pico de resistência pioneiramente, seguida das demais alças de acordo com as características do duto e com o aumento da temperatura.

Por fim, destaca-se que não foi dada atenção à influência da pressão neste trabalho, uma vez que em geral a mesma gera esforços de menor relevância ao fenômeno da flambagem quando comparada à temperatura a qual os dutos são submetidos.

Tabela 8.1 - Conclusão de avaliação paramétrica.

	Tensão	Estabilidade	Temperatura de flambagem	Vantagens	Desvantagens
Aumento do S_u	Menor	Maior	Maior	Todas as consequências podem ser tomadas como positivas.	
Aumento da alça de flambagem	Menor	Maior	Maior	Suaviza a ocorrência da flambagem principal.	Possibilita a ocorrência de flambagem local e até fratura quando em altas temperaturas.
Aumento da área da seção	Maior	Maior	Menor	Torna a estrutura mais rígida e mais estável, retardando flambagens secundárias.	Acelera a flambagem principal e leva a tensões maiores.

9 Bibliografia

- COPPE. www.petroleo.coppe.ufrj.br. Disponível em:
1] <<http://www.petroleo.coppe.ufrj.br/historia-do-petroleo/>>. Acesso em: 14 nov. 2017.
- WWW.ONSITEREVIEW.CA. Disponível em:
2] <<http://www.onsitereview.ca/miscellanea/tag/oil>>. Acesso em: 14 nov. 2017.
- OTEMPOQUEHADEVIR.WORDPRESS.COM. Disponível em:
3] <<https://otempoquehadevir.wordpress.com/category/as-sete-irmas/>>. Acesso em: 14 nov. 2017.
- WWW.YOUTUBE.COM.BR. www.youtube.com.br. Disponível em:
4] <<https://www.youtube.com/watch?v=ey9hxKD0vCw>>. Acesso em: 15 nov. 2017.
- infoener.iee.usp.br. Disponível em:
5] <infoener.iee.usp.br/infoener/hemeroteca/imagens/75308.htm>. Acesso em: 15 nov. 2017.
- BLOGDOPETROLEO.COM.BR. Disponível em:
6] <<http://blogdopetroleo.com.br/campo-de-tupi-descoberta-que-mudou-o-brasil/>>. Acesso em: 14 nov. 2017.
- www.forskningsradet.no. Disponível em:
7] <http://www.forskningsradet.no/prognett-petromaks/Nyheter/Solving_the_conundrum_of_singing_risers/1226993731411&lang=en>. Acesso em: 10 dez. 2016.
- BARROS, P. P. S. **Projeto de um Jumper Rígido Offshore**. Out:
8] Programa de Projeto de Estruturas, 2014.
- www.mares.io.usp.br. Disponível em:
9] <<http://www.mares.io.usp.br/iof201/c2.html>>. Acesso em: 14 nov. 2017.
- super.abril.com.br, 16 mar. 2017. ISSN

10] <http://super.abril.com.br/multimedia/mundo-mar/mundo-mar.html>. Acesso em: 6 mar. 2017.

OGLOBO.GLOBO.COM. Disponível em:

11] <<http://oglobo.globo.com/sociedade/tecnologia/cabos-do-google-tem-protecao-contra-mordidas-de-tubarao-13641193>>. Acesso em: 10 Fevereiro 2017.

WWW.ENGENHARIACIVIL.COM. Disponível em:

12] <<http://www.engenhariacivil.com/encurvadura-pilares-esbeltos-betao-armado>>. Acesso em: 18 jan. 2017.

DIAS, A. estruturasdemadeira.blogspot.com.br, 23 jun. 2010. Disponível

13] em: <http://estruturasdemadeira.blogspot.com.br/2010_06_01_archive.html>. Acesso em: 18 jan. 2017.

M., G. J.; J., G. B. **Mecânica dos Materiais**. 7^a. ed. São Paulo: Cengage

14] Learning, 2012.

HOBBS, E. R. In-Service Buckling of Heated Pipelines. **Journal of**

15] **Transportation Engineering**. Volume 110, Artigo 2^o, 1984.

PEREIRA, M. V. P. **Análise de Interação Solo-Estrutura em Dutos**

16] **Submetidos à Variação de Temperatura**. Rio de Janeiro: Escola Politécnica UFRJ, 2016.

RECOMMENDED Practice DNV-RP-F110 - Global Buckling of

17] Submarine Pipelines - Structural Design due to High Temperature / High Pressure, Hovik, Norway, Outubro 2007.

EPMAG. www.epmag.com. **www.epmag.com**, 25 Fevereiro 2012.

18] Disponível em: <<http://www.epmag.com/archives/features/64.htm>>. Acesso em: 29 fev. 2016.

NORDNES. www.nordnes.nl. **www.nordnes.nl**, 03 Setembro 2012.

19] Disponível em: <<http://www.nordnes.nl/rockinstallation.php>>. Acesso em: 29 fev. 2016.

DNV-RP-C203 , out. 2005.

20]

CARDOSO, C. O. **Metodologia para Análise e Projeto de Dutos**
21] **Submarinos Submetidos a Altas Pressões e Temperaturas via Aplicação do Método dos Elemento Finitos. Tese de Doutorado.** Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ, 2005.

BRANSBY, F. . R. A. B. . Z. H. . T. J. L. H. E. Sediment Mobility Effects
22] on Seabed Resistance for Unburied Pipeline. **Offshore Tecnology Conference, OTC-25287-MS**, 2014.

CARNEIRO, D. L. **A Time Dependent Pipe-Soil Interaction Model For**
23] **Global Analyses of Subsea Pipelines - Tese de Doutorado.** Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ, 2015.

VERLEY, R. . L. K. . A Soil Resistance Model for Pipelines Placed on Clay
24] Soils. **Proceedings of the Fourteenth International Conference on Offshore Mechanics e Artic Engineering**, 1995.

BRUTON, D. . W. D. . C. M. . C. J. Pipe Soil Interaction During Lateral
25] Buckling and Pipeline Walking. **The SAFEBUCKJIP Offshore Technology Conference, OTC 19589**, 2008.

RECOMMENDED Practice DNV-RP-F109 - On-Bottom Stability Design
26] of Submarine Pipelines, Outubro 2010.

SOTEBERG, T. . H. T. . L. K. M. . A. I. R. . T. **PONDUS Technical**
27] **Manual**, 1994.

ABAQUS. **abaqus.software.polimi.it/v6.14/**. Disponível em:
28] <<http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/>>. Acesso em: 13 set. 2017.

SAP2000. CSIAMERICA, 2014. Disponível em:
29] <<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Link>>. Acesso em: 14 nov. 2017.

DNV-OS-F101. Submarine Pipeline Systems, Agosto 2013.

30]

CHATTERJE S., W. D. J. . R. M. F. **Coupled Consolidation Analysis of**
31] **Pipe-Soil Interactions**. [S.l.]: Canadian Geotechnical Journal, v. 50, 2013. ISBN
609-619.

THOMAZ, T. B. Análise da Resistência Lateral na Interação Solo-Duto -
32] Dissertação de Mestrado, 2015.

DANZINGER, F. A. B. **Introdução ao Estudo das Fundações**. Rio de
33] Janeiro: Apostila, 2014.

10 Anexos

10.1 Anexo A - Definições DNV-OS-F101

a) Coeficientes de ponderação

γ_m - coeficiente de ponderação relacionado à resistência do material e aplicado de acordo com o estado limite estudado, conforme apresentado na Tabela 10.1 retirada da norma;

Tabela 10.1 - Ponderação da resistência do material de acordo com o estado limite estudado [30].

Table 5-2 Material resistance factor, γ_m		
<i>Limit state category¹⁾</i>	<i>SLS/ULS/ALS</i>	<i>FLS</i>
γ_m	1.15	1.00
1) The limit states (SLS, ULS, ALS and FLS) are defined in D.		

γ_{sc} - coeficiente relacionado à classe de segurança (*safety class*), conforme apresentado na Tabela 10.2 também retirada da norma;

Tabela 10.2- Coeficiente relacionado à classe de segurança do duto [30].

Table 5-3 Safety class resistance factors, γ_{sc}			
	γ_{sc}		
<i>Safety class</i>	<i>Low</i>	<i>Medium</i>	<i>High</i>
Pressure containment ¹⁾	1.046 ^{2),3)}	1.138	1.308 ⁴⁾
Other	1.04	1.14	1.26
1) The number of significant digits is given in order to comply with the ISO usage factors.			
2) Safety class low will be governed by the system pressure test which is required to be 3% above the incidental pressure. Hence, for operation in safety class low, the resistance factor will effectively be minimum 3% higher.			
3) For system pressure test, α_{TJ} shall be equal to 1.00, which gives an allowable hoop stress of 96% of SMYS both for materials fulfilling supplementary requirement U and those not.			
4) For parts of pipelines in location class 1, resistance safety class medium may be applied (1.138).			

DFE - Fator de projeto de fadiga - este fator é relacionado à classe de segurança adotada para a estrutura e apresentado na Tabela 10.3.

Tabela 10.3 - Fator de projeto de fadiga [30].

Table 5-11 Allowable Design Fatigue Factor			
<i>Safety Class</i>	<i>Low</i>	<i>Medium</i>	<i>High</i>
DFE	3	6	10

b) Pressões

p_e - pressão externa - considerada nula em operação;

$p_b(e) = \frac{2 \cdot e}{D-e} \cdot f_{cb} \cdot \frac{2}{\sqrt{3}}$; a pressão contida relacionada à espessura da parede do duto.

p_c - pressão de colapso - resistência característica contra pressão externa que pode ser obtida pela Equação 10.1;

$$\begin{aligned} & (p_c(e) - p_{cl}(e)) \cdot (p_c(e)^2 - p_p(e)^2) \\ & = p_c(e) \cdot p_{el}(t) \cdot p_p(e) \cdot f_y \cdot \frac{D}{e} \quad [10.1] \end{aligned}$$

$p_{pr} = \left(\frac{t_2}{D}\right)^{2,5} \cdot f_y \cdot \alpha_{fab} \cdot 35$ - pressão de propagação de flambagem local - mínima pressão necessária para propagação da flambagem, sendo D/e_2 limitado entre 15 e 45;

c) Deformações

$\varepsilon_c = 0,78 \cdot \left(\frac{t}{D} - 0,01\right) \cdot \left(1 + 5,75 \cdot \frac{p_{min} - p_e}{p_b(t)}\right) \cdot \alpha_h^{-1,5} \cdot \alpha_{gw}$ - deformação resistente por curvatura;

10.2 Anexo B - Método de VERLEY

Modelo de VERLEY para interação Solo-Estrutura
Anexo B

Este anexo apresenta algumas avaliações paramétricas relacionadas ao modelo de VERLEY para interação solo-estrutura.

1 - Dados:

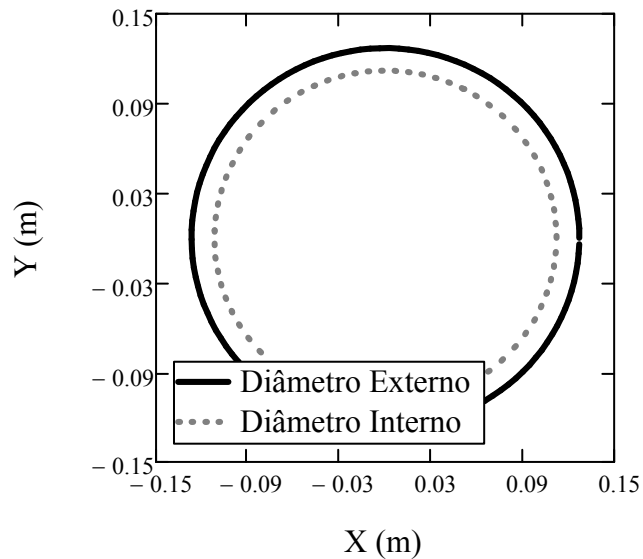
Diâmetro Externo: $D := 0.254 \text{ m}$

Espessura: $e := 0.015 \text{ m}$

Diâmetro Interno: $D_i(D, e) := D - 2 \cdot e \text{ m}$

Representação do duto

$$X(D, \theta) := \frac{D}{2} \cdot \cos(\theta) \quad Y(D, \theta) := \frac{D}{2} \cdot \sin(\theta)$$



Área Externa: $A_e(D, e) := \frac{\pi \cdot D^2}{4}$

Área: $A(D, e) := \pi \cdot \frac{(D^2 - D_i(D, e)^2)}{4}$

Área Interna: $A_i(D, e) := \frac{\pi \cdot D_i(D, e)^2}{4}$

Densidade da água: $\gamma_{A.Mar} := 10.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Densidade de aço: $\gamma_{Aço} := 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Densidade do solo: $\gamma_s := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Densidade do petróleo: $\gamma_p := 8.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Peso submerso do duto: $w_s(D, e) := A(D, e) \cdot \gamma_{A\text{ço}} - A_e(D, e) \cdot \gamma_{A.\text{Mar}} + A_i(D, e) \cdot \gamma_p$

Coefficiente de atrito do solo: $\mu := 0.2$

Peso submerso do duto para os dados adotados: $w_s(D, e) = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Resistência não drenada do solo: $S_u := 5 \text{ kPa}$

2 - Parametrização:

$$G(S_u, D, \gamma_s) := \frac{S_u}{D \cdot \gamma_s} \quad K_0(S_u, D, e) := \frac{S_u \cdot D}{w_s(D, e)} \quad K_c(S_u, D, e, F_1) := \frac{S_u \cdot D}{w_s(D, e) - F_1}$$

Relação entre a profundidade de assentamento z_1 e o Diâmetro externo do duto no trecho 1 elástico da curva força x deslocamento do solo.

$$zD_1(S_u, D, e, \gamma_s) := \left[0.0071 \cdot \left(\frac{G(S_u, D, \gamma_s)^{0.3}}{K_0(S_u, D, e)} \right)^{3.2} + 0.062 \cdot \left(\frac{G(S_u, D, \gamma_s)^{0.3}}{K_0(S_u, D, e)} \right)^{0.7} \right]$$

Força F_{R1} que define a passagem do trecho elástico para o trecho plástico da curva força x deslocamento.

$$F_{R1}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s) := \frac{4.13 \cdot K_c(S_u, D, e, F_1) \cdot (w_s(D, e) - F_1)}{G(S_u, D, \gamma_s)^{0.392}} \cdot zD_1(S_u, D, e, \gamma_s)^{1.31}$$

Força F_{R2} que define a resistência de Breakout da curva força x deslocamento.

$$F_{R2}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2) := \frac{4.13 \cdot K_c(S_u, D, e, F_1) \cdot (w_s(D, e) - F_1)}{G(S_u, D, \gamma_s)^{0.392}} \cdot zD_2^{1.31}$$

Coeficiente angular da reta que liga Fr1 e Fr2.

$$k_{z2}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2, v_2, v_1) := \frac{F_{R2}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2) - F_{R1}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s)}{v_2 - v_1}$$

Força Fr3 que define a resistência pós de Breakout da curva força x deslocamento.

$$F_{R3}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2) := \frac{4.13 \cdot K_c(S_u, D, e, F_1) \cdot (w_s(D, e) - F_1)}{G(S_u, D, \gamma_s)^{0.392}} \cdot (0.5 \cdot zD_2)^{1.31}$$

Deslocamento v3 no qual a curva sai do trecho pós Breakout e passa para o trecho constante.

$$v_3(D, \gamma_s, e, F_1, v_2) := D \cdot \left[0.6 \cdot \left[\frac{5.5}{\left(\frac{\gamma_s \cdot D^2}{w_s(D, e) - F_1} \right) + 1} \right] + \frac{v_2}{D} \right]$$

Coeficiente angular da reta que liga Fr2 e Fr3.

$$k_{z3}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2, v_2) := \frac{F_{R3}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2) - F_{R2}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2)}{v_3(D, \gamma_s, e, F_1, v_2) - v_2}$$

Força devido ao atrito de Coulomb F_f .

$$F_f(D, e, F_1, \mu) := \mu \cdot (w_s(D, e) - F_1)$$

Força devido à resistência passiva do solo F_R .

$$F_R(S_u, D, w_s, F_1, \gamma_s, zD_2, v_1, v_2, v) := \begin{cases} \frac{F_{R1}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s)}{v_1} \cdot v & \text{if } v < v_1 \\ \left[F_{R1}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s) \dots \right. \\ \left. + k_{z2}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2, v_2, v_1) \cdot (v - v_1) \right] & \text{if } v_1 \leq v \leq v_2 \\ F_{R3}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2) & \text{if } v \geq v_3(D, \gamma_s, e, F_1, v_2) \\ \left[F_{R2}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2) \dots \right. \\ \left. + k_{z3}(S_u, D, e, F_1, \gamma_s, zD_2, v_2) \cdot (v - v_2) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

Força total.

$$F_t(S_u, D, w_s, F_1, \gamma_s, zD_2, v_1, v_2, v, \mu) := F_f(D, e, F_1, \mu) + F_R(S_u, D, w_s, F_1, \gamma_s, zD_2, v_1, v_2, v)$$

3 - Adotando como dados iniciais os seguintes valores a seguir.

Deslocamento v_1 máximo no trecho elástico segundo a teoria de Verley.

$$v_1 := 2\% \cdot D$$

Deslocamento v_2 máximo no trecho plástico segundo a teoria de Verley.

$$v_2 := 75\% \cdot D$$

Força de sustentação atuando no duto.

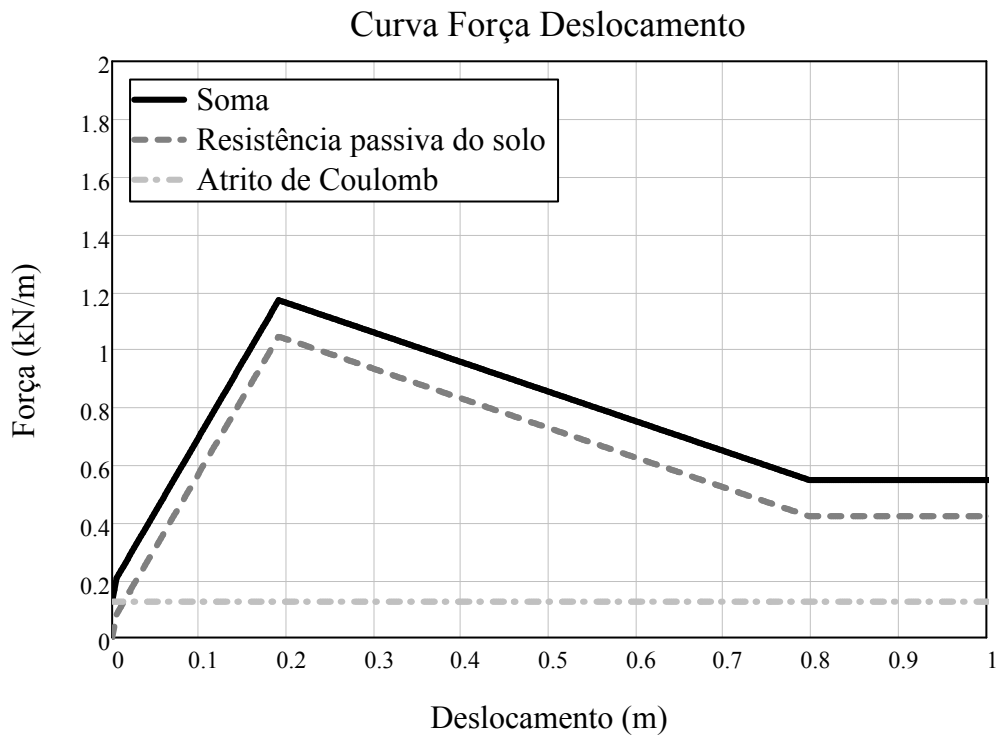
$$F_1(D, e) := 10\% \cdot w_s(D, e)$$

Relação entre a profundidade de assentamento z_2 no trecho plástico e o diâmetro externo do duto.

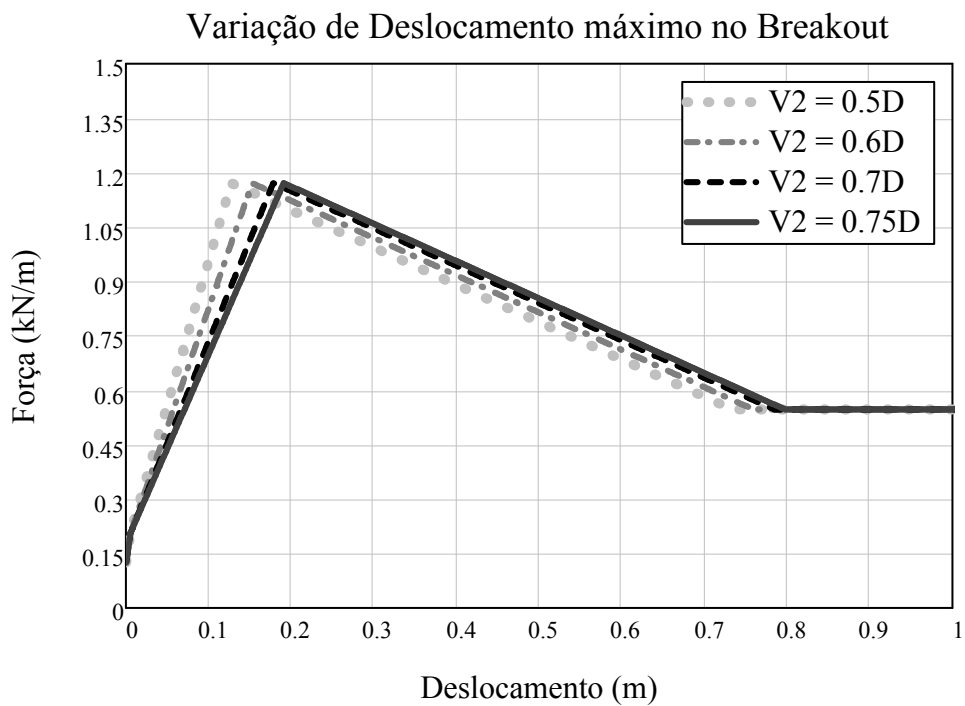
$$zD_2 := 30\%$$

4 - Avaliações paramétricas

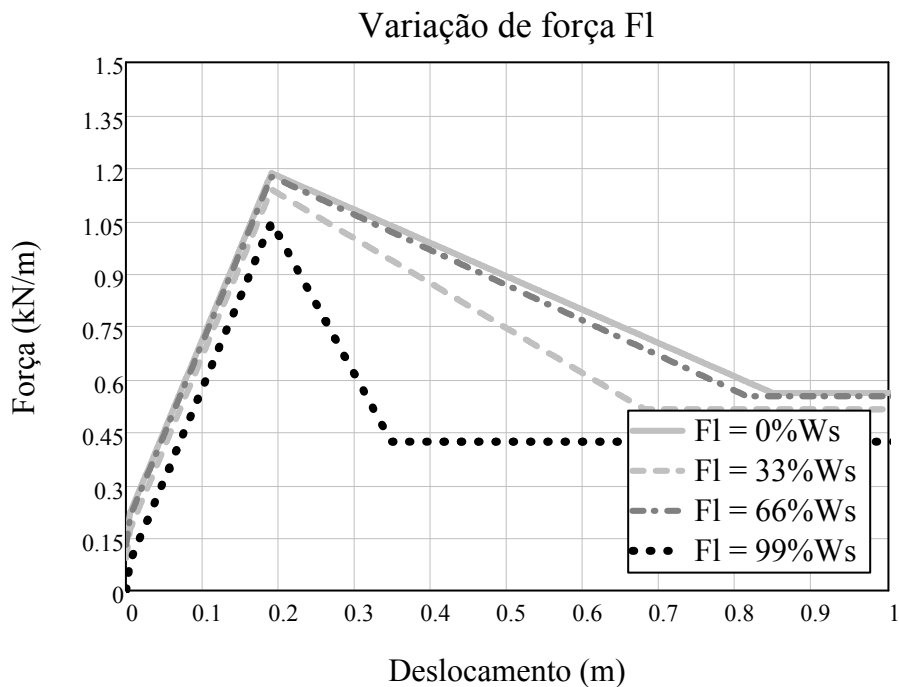
4.1 - Curva força deslocamento para os dados iniciais citados anteriormente.



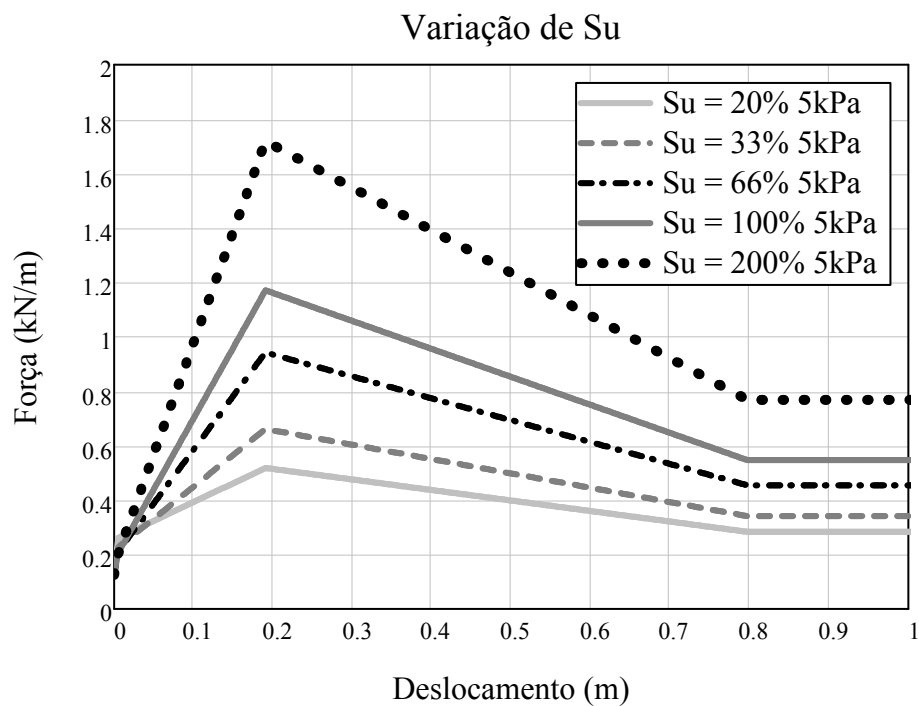
4.2 - Efeito da variação do deslocamento máximo na para ocorrência da resistência de Breakout.



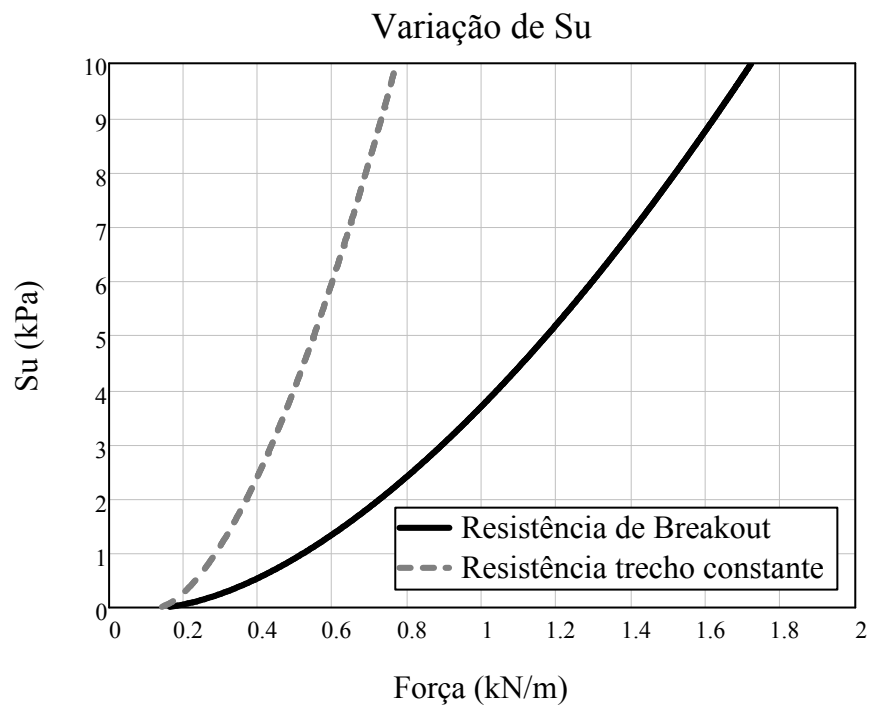
4.3 - Efeito da variação da força de sustentação do duto com relação ao seu peso submerso.



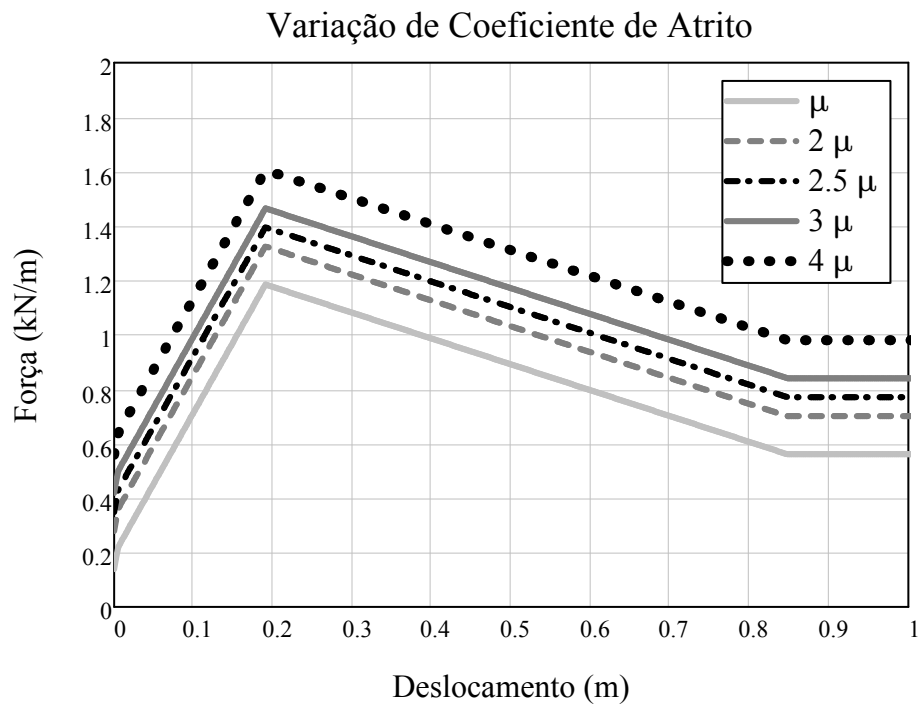
4.4 - Efeito da variação da resistência não drenada do solo Su.



4.5 - Relação entre forças de Breakout e pós Breakout e a resistência Su do solo.



4.6 - Efeito da variação do coeficiente de atrito do solo sendo $\mu=0.2$.



10.3 Anexo C - Modelo de HOBBS

Método Simplificado de HOBBS

Anexo C

Aplicação do Método de Hobbs para um duto submarino apoiado em solo submetido somente a variação de temperatura.

1 - Primeiramente serão apresentados os dados introdutórios necessários à solução do problema:

Espessura do duto em função do diâmetro Externo e da relação R:

$$e(D, R) := \frac{D}{R}$$

Diâmetro Interno do duto em função do diâmetro Externo e da relação R:

$$D_i(D, R) := D - 2 \cdot e(D, R)$$

Módulo de Elasticidade:

$$E := 20000000 \text{ kPa}$$

Inércia à flexão:

$$I(D, R) := \pi \cdot \frac{(D^4 - D_i(D, R)^4)}{64}$$

Área da seção do Duto:

$$A(D, R) := \pi \cdot \frac{(D^2 - D_i(D, R)^2)}{4}$$

Área Interna do Duto:

$$A_i(D, R) := \pi \cdot \frac{D_i(D, R)^2}{4}$$

Área Externa do Duto:

$$A_e(D, R) := \pi \cdot \frac{D^2}{4}$$

Coefficiente de dilatação térmica do aço:

$$\alpha := 0.0000117 \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

Peso específico do aço:

$$\gamma_a := 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico da água:

$$\gamma_h := 10.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico da água:

$$\gamma_p := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

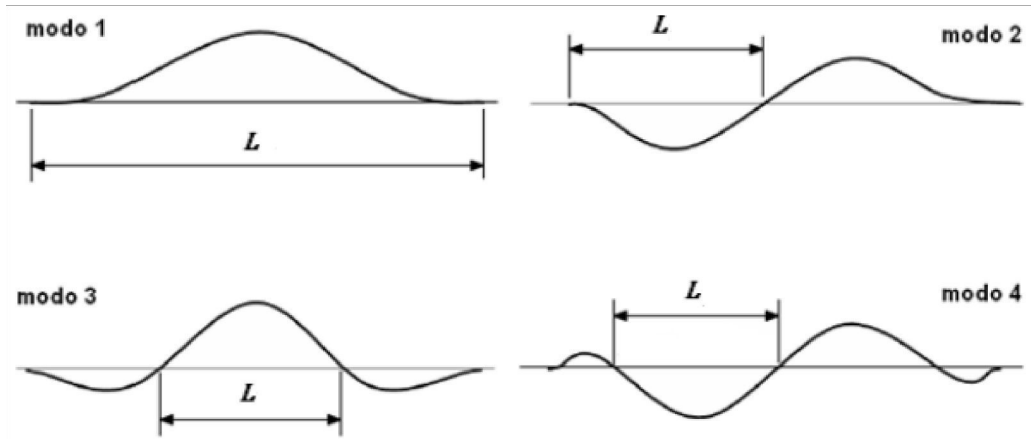
Coefficiente de Poisson:

$$\nu := 0.3$$

Matriz de coeficientes de HOBBS para modos 1, 2, 3 e 4 respectivamente:

$$k := \begin{pmatrix} 1 & 80.76 & 6.391 \cdot 10^{-5} & .5 & 2.407 \cdot 10^{-3} & 0.0694 \\ 2 & 39.48 & 1.743 \cdot 10^{-4} & 1 & 5.532 \cdot 10^{-3} & 0.1088 \\ 3 & 34.06 & 1.668 \cdot 10^{-4} & 1.294 & 1.032 \cdot 10^{-2} & 0.1434 \\ 4 & 28.20 & 2.144 \cdot 10^{-4} & 1.608 & 1.047 \cdot 10^{-2} & 0.1483 \end{pmatrix}$$

Modos de flambagem:



Peso submerso do duto:

$$w(D, R) := A(D, R) \cdot \gamma_a - A_e(D, R) \cdot \gamma_h + A_i(D, R) \cdot \gamma_p$$

2 - Equação que rege a temperatura em função do comprimento de flambagem e dos coeficientes de atrito lateral e axial de HOBBS:

$$t(L_f, \mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i) := \frac{\begin{bmatrix} k_{2,1} \cdot \frac{E \cdot I(D, R)}{L_f^2} \dots \\ + k_{2,3} \cdot \mu_a \cdot w(D, R) \cdot L_f \cdot \begin{bmatrix} 1 \dots \\ k_{2,2} \cdot (E \cdot A(D, R)) \cdot \mu_l \cdot w(D, R) \\ + \frac{\dots}{(E \cdot I(D, R))^2 \cdot L_f^{-5}} \end{bmatrix} \frac{1}{2} \dots \\ + -\Delta p_i \cdot A(D, R) \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \end{bmatrix}}{(E \cdot A(D, R) \cdot \alpha)}$$

3 - Rotina para encontrar o comprimento da alça de flambagem iterativamente através da avaliação do erro:

$$L_f(\mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i, T_p) := \begin{cases} \text{for } i \in 1..2 \cdot 10^3 \\ \left| \begin{array}{l} L_0 \leftarrow 0 \\ E_0 \leftarrow 10 \\ L_i \leftarrow L_{i-1} + 0.1 \\ T_i \leftarrow t(L_i, \mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i) \\ E_i \leftarrow |T_p - T_i| \\ L_p \leftarrow L_i \text{ if } E_i < E_{i-1} \\ E_p \leftarrow E_i \text{ if } E_i < E_{i-1} \end{array} \right. \\ L_p \leftarrow \begin{cases} 0 & \text{if } E_p > .5 \\ L_p & \text{otherwise} \end{cases} \\ L_p \end{cases}$$

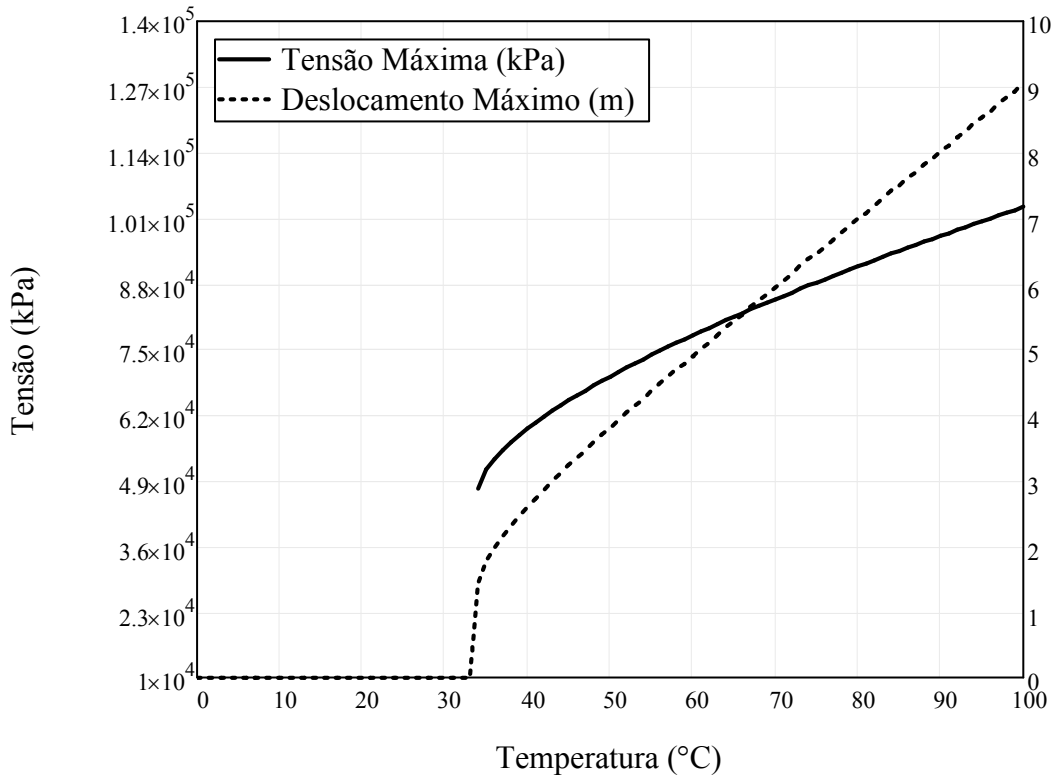
4 - Curvas de Temperatura x Deslocamento e Tensão Máxima de flambagem para o terceiro modo de flambagem.

$$\sigma_{\text{máx}}(\mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i, T_p) := \frac{k_{2,5} \cdot \mu_l \cdot w(D, R) \cdot L_f(\mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i, T_p)^2 \cdot D}{2 \cdot I(D, R)} \dots$$

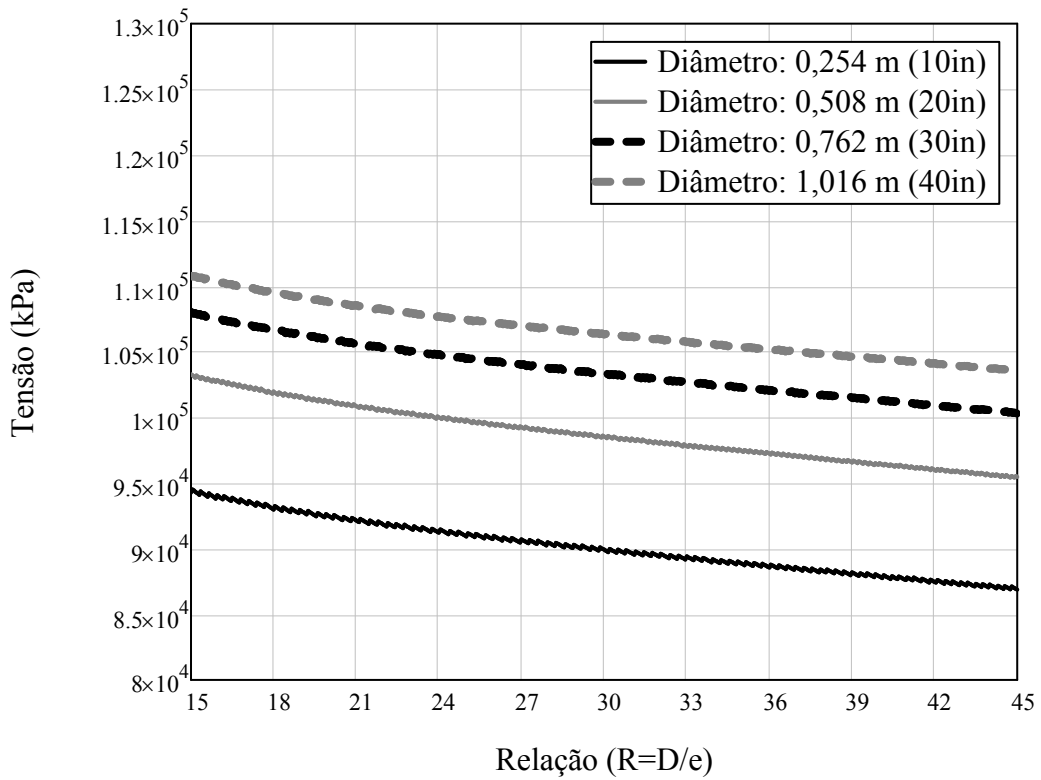
$$+ \frac{k_{2,1} \cdot E \cdot I(D, R)}{A(D, R) \cdot L_f(\mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i, T_p)^2}$$

$$y_{\text{máx}}(\mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i, T_p) := \frac{k_{2,4} \cdot \mu_l \cdot w(D, R) \cdot L_f(\mu_l, \mu_a, D, R, \Delta p_i, T_p)^4}{E \cdot I(D, R)}$$

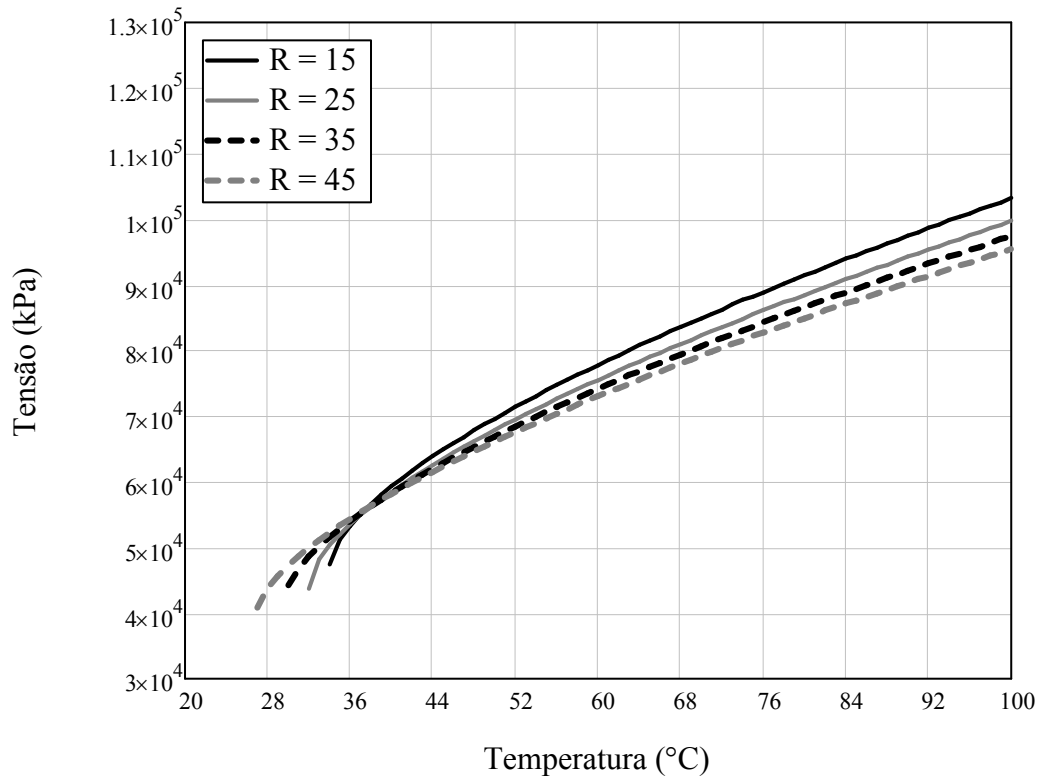
$$R := 15, 15.05..45$$



5 - Curvas de Tensão variando com relação aos parâmetros dimensionais da estrutura:



6 - Curva de Tensão para diferentes relações R= D/e:



7 - Rotina e Curva de tensão mínima de flambagem:

$$L_{nf}(\mu l, \mu a, D, R, \Delta p_i) := \begin{cases} \text{for } i \in 1..2 \cdot 10^3 \\ L_0 \leftarrow 0 \\ T_0 \leftarrow 300 \\ L_i \leftarrow L_{i-1} + 0.1 \\ T_i \leftarrow t(L_i, \mu l, \mu a, D, R, \Delta p_i) \\ T_i \leftarrow 300 \text{ if } T_i < 10 \\ T_{\min} \leftarrow \min(T) \\ T_{\min} \end{cases}$$

$$D := .254, (.254 + .0254).. .508$$

