



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA



Institute for Sustainability and  
Innovation in Structural Engineering

# **Avaliação comparativa da regulamentação para estruturas offshore (API,ISO,NORSOK,EC3)**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural

**Autor**

**Tiago Jorge da Cruz Manco**

**Orientadores**

**Prof. Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva**

**Mestre João Pedro Simões Cândido Martins**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Julho, 2013**

## AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho foi possível graças ao contributo de algumas pessoas, às quais gostaria de agradecer.

Em primeiro lugar, ao meu orientador Professor Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva pela oportunidade que me deu de realizar um trabalho numa área tão interessante como são as estruturas *offshore*. Ao seu interesse e disponibilidade com que acompanhou e orientou o trabalho e sem o qual o resultado aqui apresentado nunca teria sido alcançado. Pelos seus preciosos conhecimentos e forma de trabalho que me transmitiu, e que serão, com certeza, aplicados além desta tese. Gostaria, além disso, de lhe agradecer a oferta da oportunidade de frequentar o curso “*Design of Offshore Structures*” pela Universidade de Coimbra/CMM, que me forneceu conhecimentos que foram naturalmente úteis para a elaboração deste trabalho.

Ao meu orientador Mestre João Pedro Simões Cândido Martins pela porta sempre aberta, pela ajuda e paciência demonstradas durante as várias sessões de esclarecimento de dúvidas, as quais foram fundamentais para o avançar do trabalho.

À Professora Doutora Constança Rigueiro que acompanhou a realização deste trabalho desde o seu início e pela disponibilidade sempre mostrada.

Aos colegas que mais de perto seguiram a elaboração deste trabalho, pelo incentivo, companhia e amizade.

## RESUMO

O objectivo da presente tese é efectuar uma análise comparativa da regulamentação para estruturas *offshore*, especificamente ao nível do dimensionamento de elementos tubulares circulares em aço. Para tal, serão inicialmente comparadas ao nível da formulação e procedimento de cálculo, normas específicas para estruturas *offshore*, nomeadamente a API, ISO e NORSOK juntamente com o Eurocódigo 3 que é uma norma que não contém provisões específicas para este tipo de estruturas.

Seguidamente, pretende-se aferir a capacidade resistente destes elementos, de forma detalhada através de um estudo paramétrico abrangente, quer para esforços isolados quer para esforços combinados. Neste caso, a atenção será concentrada na ISO e no EC3. Com isto, objectiva-se tirar conclusões do nível da segurança que estes dois conjuntos de normas (normas de estruturas *offshore* vs normas de construção) apresentam, identificando diferenças ao nível da formulação, procedimentos e resistência de elementos tubulares circulares.

Relativamente ao Eurocódigo 3 será feito uso da parte 1-1 e da parte 1-6 (elementos do tipo casca), para que todas as classes de secções possam ser abrangidas, visto esta gama de secções estar habitualmente presente em estruturas desta natureza. Este aspecto será aproveitado para avaliar os resultados obtidos na transição da classe 3 para a classe 4, tratadas por partes e procedimentos de cálculo distintos. O facto de o Eurocódigo não estar desenvolvido para aplicação em estruturas *offshore* limita a aplicação a algumas situações nomeadamente, a não consideração da pressão hidrostática na parte 1-1.

Por fim, será levada a cabo uma análise numérica recorrendo ao método dos elementos finitos (através do *software* ABAQUS) para aferir o conservadorismo que cada norma (ISO e EC3) tem inerente a si. Para tal serão avaliados isoladamente e em interacção os outros de esforços de compressão e pressão hidrostática.

Palavras-Chave: API; ISO; NORSOK; EC3-1-1; EC3-1-6; Estruturas Offshore; Dimensionamento de elementos tubulares; Cascas; Estabilidade; ABAQUS.

## ABSTRACT

The objective of the present thesis is to perform a comparative analysis of the design standards in offshore structures, especially in the design of circular tubular elements. To this end, it will be initially compared, in the formulation and calculation procedure, specific offshore standards namely the API, ISO and NORSOK with the Eurocode 3 that does not contain specific provisions for this type of structures.

Subsequently, it is intended to assess the bearing capacity of these elements in detail through a broad parametric study, in the presence of isolated and combined loadings. In this case, attention will be concentrated in ISO and EC3. With this, the objective is to draw conclusions regarding the safety that these two sets of standards (offshore standards vs. construction standards) present, identifying differences in the formulation, procedures and strength of circular tubular elements.

With respect to Eurocode 3 will be made use of the part 1-1 and part 1-6 (shell elements), in order to cover all classes of sections, since this range of sections is usually present in structures of this kind. This will be used to assess the results obtained in the transition from class 3 to class 4, treated by different parts and calculation procedures. The fact that the Eurocode was not developed for the application in offshore structures limits the application to some situations, namely the lack of consideration of hydrostatic pressure on the part 1-1 of this standard.

Finally, it will be carried out a numerical analysis using the finite element method (through the ABAQUS software) to evaluate the conservatism that each standard (ISO and EC3) has inherent to itself. To this will be evaluated alone and in interaction the axial compression and the hydrostatic pressure.

**Keywords:** API; ISO; NORSOK; EC3-1-1; EC3-1-6; Offshore structures; Design of tubular structures; Shells; Stability; ABAQUS.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento .....	1
1.2	A indústria do petróleo e gás natural .....	2
1.2.1	Desenvolvimento das estruturas <i>offshore</i> .....	3
1.2.2	Tipos de estruturas <i>offshore</i> .....	4
1.2.3	A especial necessidade de regulamentação no sector.....	5
1.3	Objectivo.....	5
1.4	Estrutura do trabalho.....	6
2	ESTADO DA ARTE .....	8
2.1	Introdução .....	8
2.2	Compressão.....	8
2.2.1	Introdução.....	8
2.2.2	Encurvadura global.....	8
2.2.3	Encurvadura local .....	10
2.3	Pressão hidrostática.....	11
3	NORMAS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....	13
3.1	Conceito e propósito da regulamentação .....	13
3.2	Organismos e hierarquização .....	13
3.2.1	Sociedades de classificação .....	15
3.3	Filosofias de dimensionamento .....	15
3.4	Tendências para uma uniformização?.....	16
3.5	American Petroleum Institute (API) .....	17
3.6	International Organization for Standardization (ISO) .....	17
3.7	NORSOK.....	19
3.8	Comité Europeu de Normalização (CEN) .....	20
4	MODELAÇÃO NUMÉRICA .....	21
4.1	Tipo de análise .....	21
4.1.1	Introdução.....	21
4.1.2	Análise linear de estabilidade (LBA) .....	21
4.1.3	Análise geometricamente e materialmente não-linear com imperfeições (GMNIA).....	22
4.2	Comportamento do material .....	23
4.3	Consideração das imperfeições.....	23
4.4	Tipo de elemento de malha .....	26
4.5	Condições de fronteira .....	26

---

4.6	Condições de carregamento .....	27
4.7	Validação do modelo numérico .....	28
4.7.1	Introdução .....	28
4.7.2	Compressão .....	28
4.7.3	Pressão hidrostática .....	29
4.8	Variação paramétrica .....	30
5	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA NAS VÁRIAS NORMAS ....	31
5.1	Considerações iniciais.....	31
5.2	Campo de aplicação de cada norma.....	32
5.3	Classificação das secções (EC3-1-1) .....	32
5.4	Tracção.....	32
5.5	Compressão.....	33
5.6	Flexão.....	35
5.7	Corte.....	37
5.8	Pressão hidrostática.....	38
5.9	Tracção + flexão .....	41
5.10	Compressão + flexão .....	41
5.11	Esforço transversal + Flexão + Torção .....	43
5.12	Tracção + Flexão + Pressão hidrostática (+ Corte).....	44
5.13	Compressão + flexão + Pressão hidrostática (+ corte) .....	45
6	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS.....	48
6.1	Comparação da resistência dada pela ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6.....	48
6.1.1	Compressão .....	48
6.1.2	Flexão .....	49
6.1.3	Compressão + Flexão .....	50
6.1.4	Corte (sem torção) .....	52
6.1.5	Pressão hidrostática .....	52
6.1.6	Compressão + Flexão + P.H. (sem Corte).....	53
6.2	Comparação com os resultados numéricos .....	56
6.2.1	Compressão .....	56
6.2.2	Pressão hidrostática .....	63
6.2.3	Compressão + Pressão hidrostática .....	67
6.2.4	Análise estatística .....	70
7	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	72
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	73

---

## SIMBOLOGIA

NOTA: A simbologia apresentada é a utilizada por cada uma das normas. A simbologia, das variáveis que se encontram destacadas, foi a utilizada neste documento.

### Geometria

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$D$	-	-	-	Diâmetro exterior do tubo cilíndrico
-	-	$r$	-	Raio à superfície média da parede do tubo cilíndrico
$L$	-	$l$	-	Comprimento do tubo cilíndrico
$t$	-	-	-	Espessura da parede
$A$	-	-	-	Área da secção transversal
$i$	$r$	-	$i$	Raio de giração
-	-	-	$\omega$	Parâmetro adimensional de comprimento

### Material

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$f_y$	$F_y$	$f_y$	-	Tensão de cedência
$E$	-	-	-	Módulo de elasticidade

### Coefficientes de segurança

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$\gamma_M$	$\gamma_{R,i}$	-	-	Coefficiente parcial de segurança (relativo a cada tipo de esforço)
-	-	$\phi_i^*$	-	Factor de resistência (<1, factor multiplicativo)
-	-	-	$\gamma_{M0}$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais
-	-	-	$\gamma_{M1}$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura

### Índices

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$S_d$	-	-	$Ed$	Valor de dimensionamento
-	-	-	$Rk$	Valor característico resistente
$R_d$	-	-	$Rd$	Valor de cálculo resistente

-	$x$	Direcção meridional
-	$\theta$	Direcção circunferencial
-	$x\theta$	Direcção no plano de corte

### Tracção

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$N_{Sd}$	$\sigma_c^*$	$f_t^*$	$N_{Ed}$	Força (*tensão) de tracção de cálculo
-	$f_t^*$	-	-	Tensão resistente característica à tracção
$N_{t,Rd}$	-	-	$N_{t,Rd}$	Força resistente à tracção

### Compressão

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$N_{Sd}$	$\sigma_c^*$	$f_c^*$	$N_{Ed}$	Força (*tensão) de compressão de cálculo
-	$f_c$	$F_{cn}$	-	Tensão resistente característica à compressão
$N_{c,Rd}$	-	-	$N_{c,Rd}$	Força de cálculo resistente à compressão
-	-	-	$N_{b,Rd}$	Força de cálculo resistente à encurvadura
$f_{cl}$	$f_{yc}$	$F_{xc}$	-	Tensão resistente característica à encurvadura local
$f_{cle}$	$f_{xe}$	$F_{xe}$	-	Tensão resistente elástica característica à encurvadura local
$k$	-	$K$	-	Factor de comprimento efectivo
$\bar{\lambda}$	$\lambda$	$\bar{\lambda}$	-	Esbelteza
$C_e$	$C_x$	-	-	Coefficiente de encurvadura elástico crítico
-	-	-	$C_x$	Coefficiente de encurvadura meridional
-	-	-	$C_{xb}$	Parâmetro dependente das condições de fronteira
-	-	-	$\chi$	Coefficiente de redução de encurvadura
-	-	-	$\alpha$	Factor de imperfeição
-	-	-	$L_{cr}$	Comprimento de encurvadura
-	-	-	$\Delta w_k$	Amplitude de imperfeição característica
-	-	-	$\sigma_{x,Rcr}$	Tensão crítica elástica de encurvadura meridional

### Flexão

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$M_{Sd}$	$\sigma_b^*$	$f_b^*$	$M_{Ed}$	Momento flector (*tensão) de cálculo
$M_{Rd}$	-	-	$M_{c,Rd}$	Momento flector (*tensão) resistente de cálculo
$f_m$	$f_b$	$F_{bm}$	-	Tensão característica resistente à flexão
$Z$	$Z_p$	$Z$	$W_{pl}$	Módulo de flexão plástico
$W$	$Z_e$	$S$	$W_{el}$	Módulo de flexão elástico

**Corte**

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$V_{sd}$	$\tau_p^*$	$f_v^*$	$V_{Ed}$	Esforço transversal (*tensão) de cálculo
-	$f_v^*$	$F_{vn}^*$	-	Esforço transversal (*tensão) característico resistente
$V_{Rd}$	-	-	$V_{c,Rd}$	Esforço transversal (*tensão) resistente
$I_p$				
Momento polar de inércia				
$M_{T,Ed}$	$M_{v,t}$	$M_{vt}^*$	$T_{Ed}$	Momento torsor de cálculo
$M_{T,Rd}$	$f_v^*$	$F_{vn}^*$	$T_{Rd}$	Momento (*tensão) torsor resistente
-	-	-	$\tau_{T,Ed}$	Tensões tangenciais actuantes devido à torção de St. Venant
-	-	-	$C_\tau$	Coefficiente de encurvadura ao corte
-	-	-	$\tau_{x\theta,Rcr}$	Tensão crítica elástica de encurvadura ao corte

**Pressão hidrostática**

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$\sigma_{p,sd}$	$\sigma_h$	$f_h$	$\sigma_{\theta,Ed}^*$	Tensão circunferencial de cálculo devido à pressão hidrostática (*pressão lateral)
$p_{sd}$	$p$		-	Pressão hidrostática de cálculo
$f_h$	$F_{hc}$		$\sigma_{\theta,Rk}$	Tensão característica resistente à encurvadura circunferencial
$f_{he}$	$F_{he}$		$\sigma_{\theta,Rcr}$	Tensão crítica elástica característica resistente à encurvadura circunferencial
$C_h$			-	Coefficiente elástico de encurvadura circunferencial
$\mu$		$M$	-	Parâmetro geométrico
-			$C_\theta$	Coefficiente de encurvadura circunferencial
-			$C_{\theta s}$	Coefficiente de encurvadura circunferencial para tubos cilíndricos curtos

**Compressão + flexão**

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$C_{mi}$				
Factores de redução do momento flector (i→ em y e em z)				
$N_{Ei}$	$f_{e,i}^*$	$F_{ei}^*$	-	Força (*tensão) resistente à encurvadura de Euler (i→ em y e em z)
$N_{cl,Rd}$	$f_{yc}^*$	$F_{xc}^*$	-	Força (*Tensão) resistente característica à encurvadura local
-			$\chi_{LT}$	Factor de redução devido à encurvadura lateral
-			$\Delta M_{i,Ed}$	Acréscimos de momentos flectores em classe 4 devido à variação do C.G. (i→ em y e em z)
-			$k_{ii}$	Factores de interacção (i→ em y e em z)
-			$C_{mi}$	Coefficientes de momento uniforme equivalente

**Tracção + Flexão + Pressão hidrostática (+ Corte)**

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$\sigma_{ac,sd}$	$\sigma_{t,c}$	-	-	Tensão axial de dimensionamento incluindo o efeito das extremidades fechadas
$f_{th,Rd}$	$f_{t,h}$	-	-	Tensão resistente à tracção na presença de pressão hidrostática
$f_{mh,Rd}$	$f_{b,h}$	-	-	Tensão resistente à flexão na presença de pressão hidrostática

**Compressão + Flexão + Pressão hidrostática (+ Corte)**

NOR	ISO	API	EC3	Descrição
$\sigma_{q,sd}$	$\sigma_q$	-	-	Tensão axial de dimensionamento dos efeitos de extremidade fechada devido à pressão hidrostática
$f_{ch,Rd}$	$f_{c,h}$	-	-	Tensão resistente à compressão na presença de pressão hidrostática
$f_{Ei}$	$f_{e,i}$	-	-	Tensão resistente à encurvadura de Euler (i→ em y e em z)



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

A análise, dimensionamento e construção de estruturas *offshore* são, hoje em dia, das tarefas mais desafiantes que a Engenharia pode enfrentar. Acrescida à complexidade que estruturas desta envergadura naturalmente apresentam, as estruturas *offshore* têm a particularidade de serem especialmente condicionadas pelo ambiente em que estão inseridas, nomeadamente as acções hidrodinâmicas a que estão sujeitas.

A regulamentação que envolve estas estruturas, bem como a própria indústria que as abrange, é naturalmente, de extrema importância pois só assim se pode garantir que os vários níveis de um sector desta magnitude possam gozar de eficiência máxima. Além disso, visto existirem, como se verá, esforços para que as várias normas caminhem no sentido de uma maior uniformização, é importante compreender as áreas em que elas mais divergem, para que assim possam ser tomadas medidas nesse sentido. Assim, o presente estudo concentra atenções na regulamentação de dimensionamento estrutural aplicável a estruturas *offshore*, nomeadamente no dimensionamento de elementos tubulares circulares em aço.

Considera-se da maior importância inserir o Eurocódigo no cotejo com as normas aplicadas às estruturas *offshore* uma vez que será, assim, possível tirar conclusões acerca do conservadorismo que as normas aplicáveis especificamente ao dimensionamento destas estruturas apresentam em relação às mais comuns normas de construção, neste caso o Eurocódigo 3 e verificar até que ponto o Eurocódigo pode ser aplicado a estas estruturas sendo que não apresenta indicações específicas para elas. Isto obriga à aplicação de duas partes distintas desta norma, pelo facto de os elementos tubulares normalmente utilizados nestas estruturas poderem atingir relações de diâmetro/espessura elevadas, sendo por isto classificados como elementos de secções classe 4 (elemento de casca). Isto significa que o seu dimensionamento é feito pela Parte 1-6 (Resistência e estabilidade de estruturas de casca), ao contrário das classes 1, 2 e 3 em que se recorre à Parte 1-1 (Regras gerais e regras para edifícios). A consideração destas duas partes permite verificar as diferenças existentes ao nível da segurança na transição de uma parte para a outra, sendo que estas recorrem a metodologias de dimensionamento consideravelmente distintas. Além disto, avaliando todas as classes de secções de elementos tubulares circulares recorrendo ao Eurocódigo têm-se as portas abertas a um campo de aplicação extra-estruturas *offshore*. Isto tendo em conta as inúmeras aplicações que os elementos tubulares circulares têm na Engenharia Civil considera-se mais que relevante a sua consideração neste estudo.

A bibliografia apresenta alguns estudos acerca da problemática da comparação de normas aplicadas às estruturas *offshore*, dos quais se pode destacar, pela sua dimensão e abrangência a várias matérias um relatório produzido pela DNV (DNV, 2011). Contudo, a

maior parte deles, incluindo este, incide sobretudo em diferenças globais das normas, ao nível, por exemplo, da contabilização das acções, dos factores de segurança, procedimentos gerais de cálculo para sismo, acidentes, etc., sem se debruçarem, aprofundadamente, nas diferenças obtidas relativamente à capacidade resistente dos elementos. Existem algumas excepções as quais se debruçam sobre aspectos concretos do dimensionamento, por exemplo (Idrus et al, 2010), (HSE, 2001) e (Tuen, 2012). Contudo, considera-se que estes ainda omitem ou que ainda não tratam com a desejada minuciosidade alguns aspectos que se julgam importantes. Destes aspectos podem destacar-se, por exemplo de uma forma geral, a reduzida variação paramétrica, avaliação da pressão hidrostática de forma não muito aprofundada e verificação da interacção de esforços pouco desenvolvida. No que diz respeito à inclusão do Eurocódigo nas comparações com as normas aplicáveis directamente ao dimensionamento de estruturas *offshore*, o que se encontra na bibliografia é muito mais escasso ainda. Ainda assim foram analisados alguns estudos que consideram esta norma, por exemplo (Tuen, 2012) e (Steck, n.d.). Mais uma vez aqui, acredita-se que existem lacunas a preencher e que o estudo deva ser continuado e aprofundado. Neste aspecto as principais limitações encontradas dizem respeito à classe das secções estudadas, à não contabilização da pressão hidrostática no Eurocódigo e a avaliação limitada da interacção entre esforços.

Pelo facto de o Eurocódigo 3 fazer a distinção entre o dimensionamento de secções com classe 4 e classes 1 a 3 através de normas distintas e com expressões de cálculo diferentes, verificou-se a escassez de estudos que façam a transição das classes 1 a 3 para classe 4, avaliando as diferenças de resistência obtidas na passagem de uma para a outra norma. Além disto, associado ao facto do Eurocódigo não estar directamente formulado para a aplicação ao dimensionamento de estruturas *offshore*, verificam-se, também, algumas dificuldades em determinar a segurança relativa à pressão hidrostática (particularidade das estruturas *offshore*), nomeadamente na parte 1-1 do Eurocódigo 3.

Além do que se acabou de referir verifica-se, de uma forma ainda mais significativa, a exiguidade de estudos que concluam o nível de conservadorismo que cada uma delas tem inerente a si, através por exemplo da comparação com resultados obtidos através de estudos numéricos nomeadamente através do recurso ao método dos elementos finitos.

## 1.2 A indústria do petróleo e gás natural

Não é difícil verificar que uma grande percentagem das estruturas *offshore* que se constroem hoje em dia, estão ligadas ao sector das energias, sobretudo, ainda, às não renováveis como é o caso do petróleo e do gás natural. Com a cada vez maior escassez, e conseqüente dificuldade de extrair o petróleo das reservas em terra (*onshore*), a exploração de petróleo tem-se, de há umas décadas para cá, virado para a exploração *offshore*. Analogamente, à medida que se vão explorando as reservas em águas pouco profundas a exploração deste recurso faz-se, inevitavelmente, a profundidades cada vez maiores. Tendo-se já ultrapassado, há mais de duas décadas, a barreira das águas profundas (normalmente considerado a cerca de 500 m) a tendência recente já marca, frequentemente, presença nas denominadas águas ultra-profundas (> 1500 m). A descoberta nos últimos anos de reservas de petróleo a estas profundidades tem

---

conduzido a um desenvolvimento crescente de um conjunto de novas tecnologias, a todos os níveis, para que o retorno económico possa estar garantido.

### 1.2.1 Desenvolvimento das estruturas *offshore*

O início da exploração de petróleo, semelhante à que conhecemos hoje, remonta aos meados do século XIX, o qual se considera geralmente, na data de 1859, pela mão de Edwin L. Drake, em Titusville, uma pequena cidade da Pensilvânia, EUA (McHenry, 2009). No que diz respeito à primeira exploração *offshore*, esta data de 1896, na costa de Summerfield, Califórnia. Através de colunas de madeira, eram montadas estruturas numa espécie de passarela que se afastava da costa (ainda que muito pouco) atingindo, na altura, uma profundidade de cerca de 10 m. Em 1947, ano normalmente considerado como o nascimento da indústria *offshore*, foi implantado um poço de produção a cerca de 10,5 milhas (aproximadamente 17 km) da costa do Louisiana, contudo em água ainda pouco profundas (cerca de 6 m). Nesta altura, os métodos de perfuração já eram bastante diferentes dos usados em Summerfield, sendo que, os então tradicionais bate-estacas foram substituídos por equipamentos de perfuração rotativos. Além disso, a madeira tinha vindo a perder cada vez mais o lugar de material de escolha, tendo sido preterida pelo aço que era cada vez mais a primeira opção, tendo em vista as suas características estruturais mais favoráveis (National Commission on the BP Deepwater Horizon Oil Spill and Offshore Drilling, n.d), (Chakrabarti, 2005). Desde esta primeira instalação no Golfo do México até hoje as profundidades alcançadas não pararam de crescer juntamente com a tecnologia a ela associada. Em 1978 atingiu-se a profundidade de 312 m, notável para a época, com a plataforma COGNAC, a qual viria a ser a detentora desse record até 1991, destronada pela plataforma Shell Bullwinkle com 412 m de profundidade, sendo até hoje a estrutura fixa mais profunda (Chakrabarti, 2005).

A partir daqui, as profundidades crescentes de exploração exigiam outro tipo de solução estrutural, visto as plataformas fixas já não serem nem viavelmente económicas nem de fácil instalação. Neste sentido, começou-se a assistir, ao aparecimento de plataformas flutuantes, nas quais a estrutura principal não está directamente apoiada no fundo do mar, sendo que se tira partido de sistemas de ancoragem para fazer a sua fixação.

Apesar das plataformas fixas não serem viáveis para águas profundas, o seu campo de aplicação representa, ainda claramente, o maior fatia na produção de petróleo *offshore* (Figura 1.1). Além disso, a aplicabilidade dos elementos tubulares usados nas estruturas fixas é transversal a outros tipos de estruturas, desde elementos secundários até à estrutura superior das plataformas, que fica acima do nível da água, denominada de “*Topside structure*”, comuns a muitos tipos de estruturas *offshore*.

Estima-se que a percentagem de produção de petróleo proveniente da exploração *offshore* já ultrapasse, actualmente, os 30% da produção global deste recurso. Além disso, é verificável uma clara tendência (Figura 1.1) nos últimos anos, para uma estagnação da produção de petróleo *onshore*, enquanto a produção *offshore*, particularmente em água profundas, apresenta um crescimento significativo (Infield Systems, 2013).

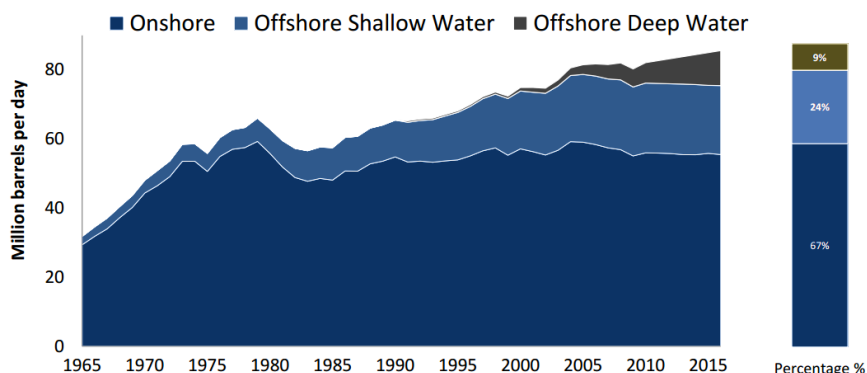


Figura 1.1 – Produção mundial de petróleo por dia (*Offshore* vs *Onshore*)  
(Infield Systems, 2013)

## 1.2.2 Tipos de estruturas *offshore*

As estruturas *offshore* podem ser classificadas na sua forma mais geral, em função do tipo de suporte a que recorrem. Assim sendo, os dois grandes grupos são: as directamente apoiadas no fundo do mar e as flutuantes. De referir que, devido ao assunto em estudo, será neste documento dado menor ênfase às plataformas flutuantes. Assim, as estruturas *offshore* apoiadas ao fundo do mar são classificadas, em função da sua frequência natural, como “fixas” ou “complacentes” (“*Compliant towers*”). No caso da frequência natural da estrutura ser maior que a mais alta frequência de excitação da onda característica, a estrutura comporta-se como um corpo rígido e denomina-se de “fixa”. Pelo contrário as estruturas “complacentes” apresentam a sua frequência natural mais baixa que a da excitação das ondas, consequência da flexibilidade que apresentam para suportarem deflexões consideráveis em função das acções ambientais. Esta variante permite uma maior economia para maiores profundidades, pois permitem alargar a sua gama de aplicabilidade dos 450 m (limite das fixas) até aos 900 m (Chakrabarti, 2005).

Relativamente às estruturas fixas é, ainda, possível subdividi-las em três grupos: as do tipo “*Jacket*”, as de Gravidade e as Auto-elevatórias (“*Jack-ups*”). As plataformas do tipo *Jacket* são, ainda hoje, as estruturas *offshore* mais usadas para a perfuração e produção de petróleo (Chakrabarti, 2005). Estas estruturas são tipicamente constituídas por um sistema treliçado tridimensional, geralmente de 4 ou 8 montantes sobre o qual se apoia o convés. As auto-elevatórias são, também normalmente, constituídas por sistemas treliçados de elementos tubulares circulares em aço (apesar das colunas poderem, também, ser cilíndricas de betão), mas com colunas de suporte independentes (normalmente 3) em que se apoia o convés, o qual como o nome indica, permite a mobilidade da estrutura uma vez que o convés pode flutuar, permitindo assim o seu reboque. Estas estruturas são normalmente utilizadas para as operações de perfuração. Por fim as plataformas de gravidade, são como o próprio nome indica, mantidas no fundo do mar pelo seu próprio peso. Assim sendo, é normalmente feito recurso do betão como material de escolha para este tipo de plataformas. Os diferentes tipos de estruturas acabados de referir podem ser consultados na figura seguinte.



Figura 1.2 – Diferentes tipos de plataformas suportadas no fundo do mar

À exceção das estruturas de gravidade as estruturas *offshore* apoiadas no fundo do mar são tipicamente construídas com elementos tubulares circulares, sobre os quais incide este trabalho.

### 1.2.3 A especial necessidade de regulamentação no sector

A indústria do petróleo e gás natural é, claramente, um dos sectores com maior impacto na economia mundial. O início da exploração de novas fontes petrolíferas representa investimentos bastante avultados. Associado a isto estão riscos económicos muito elevados que devem ser reduzidos ao máximo em todas operações envolvidas. Além dos riscos económicos, existe naturalmente associado à complexidade das operações, e tendo em conta o meio particularmente desfavorável em que estão inseridas as estruturas *offshore*, o risco de perdas de vidas humanas, e de impactos ambientais enormes em caso de um possível acidente numa plataforma petrolífera. A história tem sido marcada por algumas destas situações com desastres que tiveram consequências enormes quer com perdas de vidas humanas, quer com enormes impactos ambientais e financeiros.

Para obviar a estas tragédias têm sido tomadas medidas no sentido de tornar o processo ligado à construção de plataformas *offshore* cada vez mais exigente, desde a concepção, à construção e exploração. Uma das vias é, naturalmente, através da regulamentação, sendo que os milhares de normas<sup>1</sup> aplicáveis ao sector se têm vindo a tornar cada vez mais completas e rigorosas.

## 1.3 Objectivo

O propósito deste trabalho é, na sequência do que já foi descrito, apresentar uma análise comparativa do dimensionamento de elementos tubulares circulares em aço em estruturas *offshore* (que têm como maior campo de aplicação as estruturas fixas), através de diferentes ópticas regulamentares, nomeadamente através de normas da *American Petroleum Institute*

<sup>1</sup> Entre 10 mil e 20 mil segundo estimativas da OGP (OGP, 2011). Segundo um relatório da CEN e da OGP o sector era, no ano de 1994 só na Europa, governado por cerca de dois milhares de normas (OGP, 2010b).

(API), *International Organization for Standardization* (ISO), *Standards Norway* que publicam as NOROK e do *European Committee for Standardization* (CEN) que produzem os Eurocódigos. Pretende-se com isto identificar diferenças ao nível da formulação e procedimentos de dimensionamento de elementos tubulares circulares em cada uma das normas. De seguida, pretende-se avaliar os resultados ao nível da capacidade resistente que estes dois conjuntos de normas (normas de estruturas *offshore* vs normas de construção) apresentam e concluir acerca do nível de segurança inerente a cada um dos grupos. Para isto far-se-á uso da ISO e do EC3 (parte 1-1 e parte 1-6) através de um estudo paramétrico abrangente, quer para esforços isolados quer com interacção de esforços. Procurando tirar-se conclusões mais aprofundadas a este nível, comparar-se-ão os resultados obtidos pelas expressões estabelecidas em cada uma das destas normas com os resultados retirados do estudo numérico de elementos finitos que se levou a cabo recorrendo ao *software* ABAQUS.

Pelo facto de o Eurocódigo não estar orientado para a aplicação em estruturas *offshore*, alguns aspectos característicos deste tipo de estruturas não são por ele tidos em conta, como por exemplo a pressão hidrostática que não é prevista na parte 1-1 do Eurocódigo 3 (já sendo, no entanto, na parte 1-6). Assim sendo, para que a comparação seja possível, foram levadas a cabo algumas adaptações, as quais se justificarão devidamente numa fase posterior.

## 1.4 Estrutura do trabalho

O presente documento está organizado nos seguintes capítulos:

No capítulo 1 - INTRODUÇÃO começou-se por fazer um enquadramento do presente trabalho aproveitando para fazer uma breve descrição histórica e referindo os vários tipos de plataformas *offshore* para onde o presente estudo está orientado. Foi, além disso, feita referência à especial necessidade que este sector tem de regulamentação.

No capítulo 2 - ESTADO DA ARTE far-se-á uma compilação histórica dos estudos realizados na área dos tubos cilíndricos circulares submetidos aos esforços mais relevantes, isto é compressão axial e pressão lateral. Procurar-se-á também caracterizar o estado de conhecimento actual estabelecendo o ponto de partida para o estudo aqui a desenvolver.

No capítulo 3 - NORMAS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL será feita uma breve descrição do que consiste e com que objectivo existe a regulamentação no sector do petróleo e gás natural. Serão descritos os vários tipos de organismos envolvidos (e suas relações) na produção de normas, mais especificamente no que concerne ao dimensionamento estrutural de estruturas *offshore*. Serão ainda brevemente descritas as normas e os organismos por elas responsáveis (API, ISO, NOROK e CEN) apresentando-se o procedimento de cálculo e hierarquização que cada um destes organismos estabelece entre as suas várias normas.

No capítulo 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA será descrito o processo levado a cabo relativamente à modelação numérica efectuada através do programa de elementos finitos ABAQUS. Serão caracterizados os diferentes tipos de análises e as considerações efectuadas para a correcta simulação do problema.

No capítulo 5 - PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA NAS VÁRIAS NORMAS serão descritas e avaliadas as diferenças ao nível da formulação que cada uma das

normas apresenta para o cálculo da resistência a cada um dos esforços quer actuando isoladamente quer em interacção entre eles.

No capítulo 6 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS efectuar-se-á uma comparação aprofundada da capacidade resistente com base nos procedimentos estabelecidos no capítulo anterior, agora com resultados concretos, para as normas ISO e EC3. Posteriormente, será avaliado o ajuste destes resultados retirados das expressões das normas aos resultados obtidos com recurso à análise numérica efectuada.

No capítulo 7 - CONCLUSÕES serão, por fim, tiradas ilações, com base nos resultados decorrentes da elaboração deste trabalho, com o intento de responder aos objectivos desta tese e que permitirá concluir acerca da segurança destas normas.

Por fim, serão apresentadas no capítulo 8 as REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS consultadas para a elaboração deste estudo.

## 2 ESTADO DA ARTE

### 2.1 Introdução

Tendo sido já feito no enquadramento referência a alguns estudos acerca da comparação de normas para estruturas *offshore*, de seguida far-se-á uma breve referência aos estudos e autores que contribuíram para o avanço do conhecimento, em diferentes matérias, em elementos tubulares circulares.

Pelo facto da geometria dos elementos tubulares circulares ser de fácil definição a obtenção de soluções teóricas para condições particulares, bem como a realização de ensaios experimentais não se verifica particularmente difícil. Contudo, as significativas diferenças observadas por estas duas vias em estruturas com secções muito esbeltas (tipo casca) intrigaram durante anos todos aqueles que se dedicaram a este problema, continuando, ainda hoje, a ser uma área a merecer um intenso volume de estudos.

### 2.2 Compressão

#### 2.2.1 Introdução

O facto dos tubos circulares terem todo o material o mais afastado possível do eixo da peça em qualquer direcção faz destes elementos os mais eficientes para resistir à compressão, nomeadamente a fenómenos de encurvadura global. De facto estes elementos não sofrem fenómenos de encurvadura lateral consequentes da flexão (em que apenas a parte comprida resultante deste esforço sofre deformação lateral), estando por isso somente sujeitos à denominada encurvadura por modo de flexão (devido à compressão do elemento). Contudo, à medida que a espessura da parede do tubo diminui a sua resistência passa a ser governada por fenómenos de encurvadura local, devido à deformação das paredes do elemento. Assim, os modos de instabilidade de um tubo cilíndrico axialmente carregado podem ser ou por encurvadura global ou por encurvadura local, sendo o primeiro controlado, sobretudo, pela relação entre o comprimento e o diâmetro ( $L/D$ ) enquanto o segundo pela relação entre o diâmetro e espessura ( $D/t$ ).

#### 2.2.2 Encurvadura global

A teoria clássica de encurvadura considera a estrutura em condições “perfeitas”, isto é, livre de imperfeições geométricas, tensões residuais, com o material em regime elástico. Euler, em 1744, através da resolução das equações diferenciais de equilíbrio determinou as cargas e os modos de encurvadura para os quais existe equilíbrio. Assim, a carga crítica de Euler



representa a força externa que equilibra as forças internas numa posição deformada, isto é a força que equilibra os momentos flectores instalados na peça quando esta está sujeita a uma deformação sinusoidal, neste caso o primeiro modo de encurvadura (Dias da Silva, 2004). Assim, para uma barra rotulada a carga crítica de Euler é dada por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (1)$$

Para diferentes condições de apoio o comprimento real ( $l$ ) pode ser substituído por um comprimento efectivo dado por  $Kl$ . Dividindo pela área da secção obtém-se o valor da tensão crítica:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (2)$$

Em que  $\lambda = l/\sqrt{I/A}$  é o denominado coeficiente de esbelteza.

Aquando do desenvolvimento da teoria elástica de Euler não foi desde logo perceptível que a carga crítica elástica oferecia valores não conservativos para tubos cilíndricos pouco esbeltos. Foi apenas nos finais do séc. XIX que Engesser e Considere se aperceberam deste facto. Foi então que o primeiro autor em 1889 conjecturou que quando se sai do domínio linear elástico, a rigidez utilizada na fórmula de Euler deve ser reduzida utilizando o módulo tangente ( $E_t$ ). Posteriormente em 1891, Considere sugeriu uma hipótese que ficou conhecida como a teoria do módulo reduzido ( $E_r$ ) (ou teoria do duplo módulo), que indica que as tensões no elemento, assumindo esforço axial constante, não variam da mesma forma aquando da flexão da coluna e como tal deve ser utilizado um valor para o módulo de elasticidade entre o módulo tangente e o módulo de elasticidade ( $E$ ), ou seja  $E_t < E_r < E$ . Shanley (1947) provou que esta teoria não era correcta (indo de encontro aos resultados experimentais) pois falha em assumir que o esforço axial se mantém constante. Como tal, durante o carregamento o aumento de tensão é feito em todos os pontos pelo módulo tangente (Chajes, 1974), (Iyengar, 1988).

Devido às inevitáveis imperfeições existentes nos elementos reais a carga crítica de Euler não chega, geralmente, a ser atingida. Sendo que a esbelteza  $\lambda$  é geralmente preterida pela esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}$  (obtida dividindo a primeira pelo valor de  $\lambda$  que corresponde à situação da tensão crítica igualar a tensão de cedência) tem-se que: para esbeltezas normalizadas baixas, o colapso dá-se por cedência do material; para valores altos deste coeficiente o colapso dá-se por encurvadura em regime elástico (onde as imperfeições não têm grande influência), enquanto para valores intermédios o colapso dá-se por instabilidade elasto-plástica, para os quais as imperfeições são mais influentes (Simões da Silva et al, 2010). Assim, em consequência do trabalho de Bjorhovde e Tall (1971) foi desenvolvida uma abordagem de dimensionamento de elementos comprimidos que consiste em representar a resistência do elemento em função da sua esbelteza através de diferentes curvas em função da susceptibilidade à encurvadura do elemento em consideração (Ziemian, 2010). O Eurocódigo 3 recorre a esta abordagem fazendo uso de 5 curvas para o dimensionamento da encurvadura global em função do tipo de elemento (Figura 2.1).

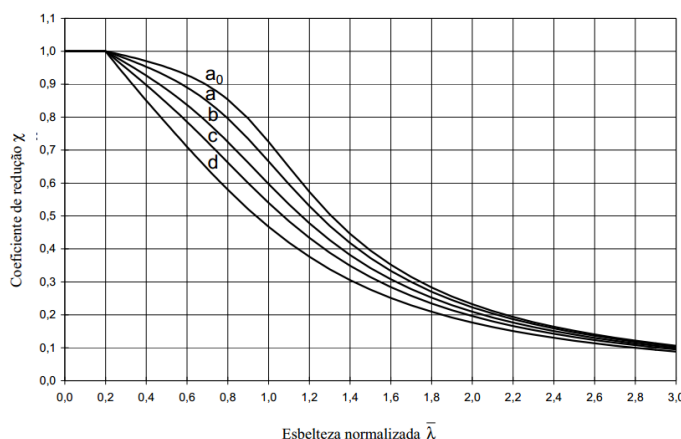


Figura 2.1 – Curvas de encurvadura global do EC3-1-1 (EN 1993-1-1:2005)

### 2.2.3 Encurvadura local

O comportamento verificado em elementos com grandes relações  $D/t$  é uma característica inerente aos elementos de casca. Elementos com secções muito esbeltas têm a característica de apresentarem uma rigidez de membrana muito superior à sua rigidez de flexão. Isto significa que quando estes elementos se vêm forçados por qualquer mecanismo a transferir a energia de membrana que têm armazenada em energia de flexão dá-se normalmente o colapso da estrutura de forma repentina e com grandes deslocamentos, processo que se denomina de encurvadura (local).

O início do estudo da encurvadura de cascas remonta ao início do século XX, sobretudo pela mão de Lorenz (1908), Timoshenko (1910) e Southwell (1914) em compressão axial de tubos cilíndricos. Todos estes estudos baseavam-se na teoria dos pequenos deslocamentos, quando Donnell (1934) percebeu que esta teoria não era indicada para descrever o comportamento verificado experimentalmente. Em consequência, von Kármán e Tsien (1941) foram os primeiros a incorporar a teoria dos grandes deslocamentos e por isso a obter uma maior conformidade com os resultados experimentais (Ziemian, 2010). Contudo, a imensa investigação realizada até à década de 70 (o qual é apontado como o período clássico de investigação nesta área) não produziu muitas aplicações práticas por limitações relacionadas com: i) a dificuldade de resolver problemas matemáticos complexos resultantes da teoria de cascas sem recurso ao só posterior avanço dos computadores; ii) a enorme discrepância verificada entre as soluções dadas pela teoria clássica (para elementos “perfeitos”) e os valores para a resistência obtida por ensaios experimentais, que eram por vezes muito inferiores (Teng e Rotter, 2004). Este último aspecto provocou um enorme interesse sobre esta matéria, tendo sido inicialmente evidenciado pelo trabalho de autores como Flugge, Wilson e Newmark na década de 30, sendo exaustivamente continuado por outros autores nas décadas seguintes. As principais justificações, então, encontradas para este aspecto prendiam-se com: as deformações pré-encurvadura, imperfeições geométricas, excentricidades das cargas e condições de fronteira. Dos estudos sobre a influência das condições de fronteira em tubos cilíndricos isotrópicos axialmente carregados podem-se destacar os de Ohira, Stein e Hoff, nos inícios da década de 60 e Yamaki (1984) na década de 80. Relativamente aos efeitos da excentricidade

das cargas, Simitzes et al (1985) comprovou, mais recentemente, que este factor não é tão prejudicial para a resistência à encurvadura como o são as imperfeições geométricas, principal causa da discrepância entre os resultados teóricos e experimentais segundo von Kármán e Tsien (1941), Koiter (1945), Donnell e Wan (1950), entre outros (Teng, 1996).

Para fazer face a este problema o dimensionamento deste tipo de elementos esteve sempre ligado a uma grande dose de empirismo, sendo que este passava por estabelecer limites conservativos através do uso dos “*knockdown factors*” que eram determinados empiricamente (por meio de ensaios experimentais) e aplicados aos não-conservativos resultados analíticos resultantes de uma análise de encurvadura elástica.

A tensão crítica elástica da teoria clássica de encurvadura local para tubos cilíndricos perfeitos é dada por:

$$\sigma_{xc} = \frac{2CE}{D/t} \text{ onde } C = \frac{1}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \quad (3)$$

Para o aço (coeficiente de Poisson igual 0,3) o coeficiente  $C$  toma o valor 0,605, sendo este para a aplicação em termos práticos normalmente reduzido, por exemplo a ISO, como se verá posteriormente, considera o valor de 0,3. A determinação do valor do coeficiente  $C$  que se deveria aplicar em termos práticos concentrou esforços de vários autores, podendo-se destacar autores já referidos como Donnell, Wan e Batdorf, entre o final da década de 40 e inícios da de 50, e posteriormente, Weingarten, em 1965 (Ziemian, 2010).

Com o desenvolvimento quer das capacidades computacionais disponíveis quer dos métodos numéricos de análise (referidos no capítulo 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA) que ocorreu na década de 80, o dimensionamento de elementos de casca já era, na década seguinte, amiúde feito com o apoio de ferramentas numéricas que eram conjugadas com os então habituais ensaios experimentais e resultados obtidos pela teoria clássica (Teng e Rotter, 2004). Esta inovação conduziu a que se passassem a concentrar esforços na forma como as imperfeições geométricas podiam ser melhor consideradas e simuladas no dimensionamento destes elementos. Neste sentido o maior ponto de partida foi o já anterior estudo de Koiter (1945) com a consideração de um padrão de imperfeições com a forma dos modos de encurvadura, continuando com muitos outros autores o estudo de outros padrões de imperfeições, desde a avaliação de imperfeições de cascas cilíndricas já construídas (Arbocz, 1982), imperfeições devidas à depressão das soldaduras (Rotter e Teng, 1989), estudos estocásticos de imperfeições (Singer et al, 2002), até mais recentemente (Schneider et al, 2005) os padrões de imperfeições baseados na geometria de colapso “quasi-collapse-affine” (Rotter e Schmidt, 2008). Ainda assim, os estudos sobre esta matéria podem-se considerar longe de estar concluídos.

### 2.3 Pressão hidrostática

Apesar das discrepâncias verificadas entres os ensaios experimentais e as soluções analíticas serem menos dramáticos no caso da encurvadura por pressão externa do que no caso da compressão axial, elas continuam a ser significativas e a merecer também aqui especial atenção.

---

A teoria clássica relativa a cascas cilíndricas sujeitas a pressão externa deu os primeiros passos, principalmente, com os trabalhos de Southwell (1913) e von Mises (1914). O primeiro deu um contributo importante na estudo da influência de anéis rigidificadores e estabeleceu pela primeira vez o tratamento analítico do número de ondas na superfície do cilindro até à encurvadura. O segundo foi o primeiro a analisar a influência das condições de fronteira na encurvadura de cascas cilíndricas. Este mesmo autor em 1929 desenvolveu o seu trabalho original com a consideração da interacção da pressão exterior com a compressão axial, significativamente importante para a compreensão dos fenómenos envolvidos em elementos sujeitos a pressão hidrostática. Donnell em 1933 desenvolveu, as como ficaram conhecidas, equações de Donnell relativas à estabilidade de cascas cilíndricas (equações gerais - não exclusivamente restritas à pressão lateral) que serviram de base para muitos dos estudos posteriores. De forma semelhante e igualmente importante foi o trabalho de Flügge (1934) também relativamente à teoria elástica de cascas (não meramente cilíndricas). Por exemplo, Batford em 1947 usando as equações de Donnell deu um passo importante na compreensão dos resultados relativos às cargas críticas destes elementos quando sujeitos a pressão externa. O mesmo relativamente a Soong (1967) agora utilizando a teoria de Sanders (1963). Nash em 1954 prosseguiu os trabalhos de von Mises agora centrados na consideração das condições de fronteira como encastradas, ao contrário de simplesmente apoiadas, como inicialmente tinham sido desenvolvidas. Sobel em 1964 prosseguiu o estudo das condições de fronteira, agora analisando o seu efeito na pressão crítica. Reynolds em 1962 estabeleceu uma teoria que tem em conta a influência de anéis rigidificadores nas condições de fronteira, sendo uma das teorias que melhores resultados oferece. Simites e Aswani (1974) a partir de várias teorias lineares, algumas das quais acabadas de referir, compararam cargas críticas para uma grande gama de relações  $D/t$  e  $L/D$  (Simites, 1986), (Nash, 1995), (Teng e Rotter, 2004).

## 3 NORMAS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 3.1 Conceito e propósito da regulamentação

“Uma norma é um documento estabelecido por consenso e aprovado por um organismo reconhecido, que fornece, para uso comum e repetido, regras, orientações ou características para actividades ou seus resultados, com o objectivo de atingir um grau de ordem óptimo num determinado contexto.” [ISO/IEC Guide 2:1996, *Standardization and related activities – General vocabulary, definition 3.2*].

Da definição anterior pode dizer-se que, de forma geral, uma norma visa a criação de um padrão que deve servir como termo de comparação a outros produtos que tenham como objectivo estar de acordo com ele, normalmente com um âmbito de aplicação mais específico. Além disso, o desenvolvimento de normas deve ser alicerçado em resultados científicos sólidos e em prol do benefício comunitário (ISO e IEC, 2003). Importa referir que o aspecto do consenso é de significativa importância, uma vez que este é fundamental para que uma determinada norma seja adoptada e pelo facto de, em princípio, ser um sinal do benefício geral patente nessa norma.

Um código, por outro lado, pode ser definido como um conjunto de leis, regras e regulamentos que abrangem determinada área. Devido ao facto da formulação dos códigos se basear no estado da arte da época, estes são normalmente actualizados periodicamente, através dos denominados ciclos de desenvolvimento de códigos, para que assim não esteja impedido o progresso científico na área sobre a qual incide esse código em particular (Geren, 2004).

As diferenças mais significativas entre uma norma e um código são que os segundos não necessitam, necessariamente, de ser estabelecidos por consenso para serem implementados, e são obrigatórios através do estabelecimento de leis. Do ponto de vista teórico existem aspectos que diferenciam normas de códigos. Contudo, na prática, esta distinção é por vezes esbatida, em particular em alguns regulamentos de construção. Por exemplo, os Eurocódigos que têm um cariz de código são por eles próprios denominados de normas. Assim sendo, neste documento todos os regulamentos irão ser referidos como normas, como são na generalidade tratados.

Concluindo, o objectivo da criação de regulamentação, normas e códigos, em qualquer aplicação no sector do petróleo e gás natural, visa reforçar a integridade técnica, aumentar a segurança e reduzir os riscos associados, bem como promover a eficiência de negócio através de uma optimização dos recursos aplicados (OGP, 2010b).

### 3.2 Organismos e hierarquização

A indústria do petróleo e gás natural, devido ao seu enorme desenvolvimento e impacto económico a nível mundial, são, naturalmente, regidas por uma enorme quantidade de normas

---

e especificações desenvolvidas por diferentes organismos, a diferentes níveis, desde organismos de normalização internacional, regional e nacional, bem como por associações e pelas próprias empresas que actuam no sector.

No topo da pirâmide hierárquica estão os governos nacionais que estabelecem leis, regulamentos, directrizes e orientações relativas a objectivos gerais que devem ser atingidos, ao contrário de definirem propriamente critérios e métodos específicos de dimensionamento, os quais são da responsabilidade do gestor de projecto e do representante do cliente que devem assegurar que a regulamentação relevante seja aplicada ao projecto (Bai, 2003). Alguns destes organismos governamentais são por exemplo o *Norwegian Petroleum Directorate* (NPD) na Noruega e a *Bureau of Ocean Energy Management* (BOEM) juntamente com a *Bureau of Safety and Environmental Enforcement* (BSEE) nos Estados Unidos da América.

Os organismos que se seguem são os que produzem as diversas normas, eles próprios com diferentes hierarquias consoante o âmbito das normas que produzem. Estas podem ser subdivididas em normas internacionais, regionais e nacionais consoante o seu campo de aplicação e são produzidas por organismos, também eles, internacionais, regionais e nacionais, como por exemplo a ISO, a CEN e a BSI (British Standards Institution), respectivamente. Além destes organismos, também as associações, como por exemplo a API e a NORSOK, bem como a própria indústria podem trabalhar transversalmente aos organismos acima referidos na elaboração de normas suplementares para satisfazer deveres e necessidades particulares para aplicações mais específicas. Contudo, as constantes ligações entre todas estas entidades conduzem ao desenvolvimento de trabalho conjunto, existindo organismos que adoptam normas, não produzidas por si, como suas. Como exemplo há o Acordo de Viena assinado em 1991 que teve como objectivo evitar conflitos das normas produzidas pela CEN e pela ISO através da duplicação de normas para um mesmo fim. Como resultado têm vindo a ser adoptadas normas ISO pela UE substituindo as correspondentes normas produzidas pela CEN (ISO e CEN, 2014).

O processo acima referido pode ser compilado como mostra a Figura 3.1.

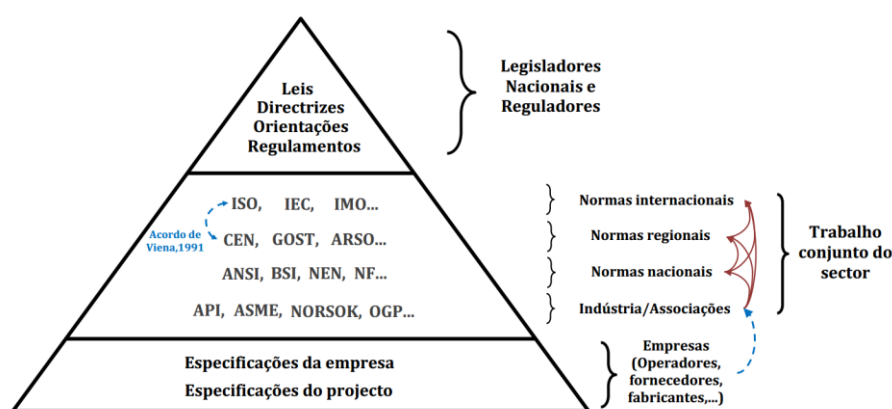


Figura 3.1 - Hierarquização dos organismos envolvidos na produção de normas (adaptado de (OGP, 2010c) e (Johansen, 2007))

O desenvolvimento de especificações técnicas por parte das empresas do sector tem em vista a satisfação de necessidades técnicas que surgem em termos de aplicabilidade ao nível dos projectos. Esta experiência no domínio prático que as empresas, vão naturalmente adquirindo

com o tempo, pode servir de contributo para a revisão contínua que as normas da indústria ou até as próprias normas internacionais vão sendo alvo. Contudo, têm vindo a ser feitos esforços no sentido de racionalizar o desenvolvimento de especificações por parte das empresas através de iniciativas entre as várias empresas do sector para realizar trabalho conjunto no desenvolvimento de normas e especificações comuns (OGP, 2010c).

### 3.2.1 Sociedades de classificação

As Sociedades de Classificação são organismos não-governamentais que têm como função verificar se o dimensionamento e a construção das estruturas *offshore* estão em perfeitas condições e de acordo com o especificado nas normas. Isto é feito na fase de dimensionamento através da revisão dos relatórios de projecto e de uma análise estrutural independente, bem como durante a fase de construção através de verificações periódicas às estruturas. Devido à experiência que têm vindo a adquirir ao longo do tempo, tem havido, mais recentemente, uma tendência por parte dos governos para fazer com que estas entidades tenham um papel cada vez mais activo no processo de dimensionamento e construção das estruturas *offshore*. Com isto pretende-se minorar os riscos para o ambiente e as perdas de vidas humanas envolvidas nos acidentes em obras desta natureza (Bai, 2003).

Outro aspecto onde as Sociedades de Classificação têm, também, um papel activo é no processo relacionado com os seguros marítimos, especialmente importantes neste sector. Assim, os seguradores impõem que aquilo que esteja a ser segurado esteja devidamente classificado (pelas sociedades de classificação) durante o período de cobertura dos seguros recorrendo a inspecções periódicas. A partir do momento que tal não se verifique as embarcações e as estruturas *offshore* não estão classificadas e como tal os seguradores estão livres de qualquer responsabilidade (Lagoni, 2007).

Como exemplo destes organismos, podem destacar-se os três maiores que são a American Bureau of Shipping (ABS) dos Estados Unidos da América, a Det Norske Veritas (DNV) da Noruega e a Lloyds Register of Shipping (LR) do Reino Unido.

### 3.3 Filosofias de dimensionamento

Existem, essencialmente, nas normas estruturais de estruturas *offshore* duas filosofias distintas de dimensionamento. Uma denominada de *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) e a outra de *Working Stress Design* (WSD). A vantagem da utilização do método LRFD é que permite ter em conta a incerteza relativa a cada tipo de acção através da utilização de factores aplicados a cada uma dessas acções, o que significa:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (4)$$

Em que:  $\gamma_i$ - Coeficiente de carga;  $Q_i$ - Carga;  $\phi$ - Coeficiente de resistência;  $R_n$ - Resistência nominal.

Pelo contrário, o método WSD é um método de aplicação mais simples que combina todas as cargas num único factor de segurança (FS) podendo conduzir, em algumas situações

de acções ambientais mais desfavoráveis, a dimensionamentos menos conservativos (DNV, 2011). A sua formulação é a seguinte:

$$\sum Q_i \leq R_n/FS \quad (5)$$

As normas ISO e NORSOK são baseadas em métodos de dimensionamento de LRFD enquanto a API apresenta a norma API RP 2A (relativa a estruturas *offshore* fixas) em duas versões distintas, uma LRFD e outra WSD. A primeira versão da norma API RP 2A foi emitida em 1969 usando a abordagem de dimensionamento de WSD reflectindo a prática prevalecente nos EUA. Esta norma tem sofrido grande número de actualizações ao longo do tempo, estando actualmente na 22ª edição. Em 1993 foi lançada a primeira versão da norma API RP 2A (LRFD), sendo que as diferenças mais relevantes são unicamente a abordagem de cálculo. A iniciativa de criar a versão LRFD da norma teve em vista obter uma aproximação das práticas em desenvolvimento sobretudo na Europa. Ainda assim, actualmente a versão WSD é claramente a versão mais utilizada no dimensionamento de estruturas *offshore* em território dos EUA (Mangiavachi et al, 2005). Contudo, recentemente o subcomité de estruturas *offshore* da API estabeleceu um grupo de trabalho para tratar da transição da abordagem WSD para a LRFD adoptando como base a norma ISO 19902, estando actualmente em desenvolvimento a RP 2A LRFD/ISO 19902 (DNV, 2011).

Neste documento a norma API não será aplicada numa comparação aprofundada de dimensionamento, à excepção da comparação com outras normas dos seus aspectos gerais de dimensionamento, pelo que pareceu razoável ser a norma API RP 2A (LRFD) a ser utilizada, por apresentar a mesma filosofia de dimensionamento das outras normas em estudo.

### 3.4 Tendências para uma uniformização?

A Associação Internacional dos Produtores de Petróleo e Gás (OGP) tem tido um envolvimento activo com os organismos que elaboram normas a nível internacional, defendendo o desenvolvimento de normas em conjunto com os reguladores como alternativa a um desenvolvimento individual de normas a nível nacional, por estas dificultarem a prestação de serviços e o fornecimento de equipamento e materiais entre países. Têm vindo a surgir resultados neste sentido, como o já referido Acordo de Viena, ou o exemplo da colaboração entre os comités técnicos de estruturas *offshore* da ISO (TC67/SC7) e da API (SC2) contribuindo para que tenham vindo a ser convertidos um número significativo de normas API para normas ISO equivalentes e vice-versa. Esta colaboração tem sido, ultimamente, alargada a outras entidades, permitindo a elaboração de normas ISO com base também em outras normas (OGP, 2010b). Ainda segundo a OGP, os principais benefícios provenientes do uso de normas internacionais são principalmente a redução de custos, de diferenças técnicas e de volume de especificações por parte das empresas. A enorme quantidade de especificações que as empresas produzem<sup>2</sup> e mantêm consomem naturalmente grande quantidade de recursos, verificando-se

---

<sup>2</sup> Segundo a OGP (à data de 2011), em média, cada empresa do sector possui cerca de 816 especificações próprias (OGP, 2011).



que empresas em ramos de actuação semelhantes produzem especificações próprias para necessidades idênticas. Este desmesurado número de especificações geradas pelas empresas pode também ser, além do que se referiu, um indício de que podem haver lacunas nas normas por não incluírem sobre sua alçada determinado assunto mais específico.

### 3.5 American Petroleum Institute (API)

A American Petroleum Institute (API), criada em 1919, é a associação de comércio que representa todos os aspectos relativos ao petróleo e gás natural nos Estados Unidos da América. A norma de dimensionamento da API aplicável ao dimensionamento de estruturas *offshore* fixas é a API RP 2A. Esta norma existe, como se viu anteriormente, em duas filosofias distintas: uma LRFD e a outra WSD. Sendo que a primeira não é, actualmente, de utilização recomendável (estando revogada desde 2010 (DNV, 2011)) enquanto não for publicada nova edição dessa norma.

O esquema hierárquico das diferentes normas API relevantes para o dimensionamento de estruturas *offshore* pode ser consultado na imagem seguinte.

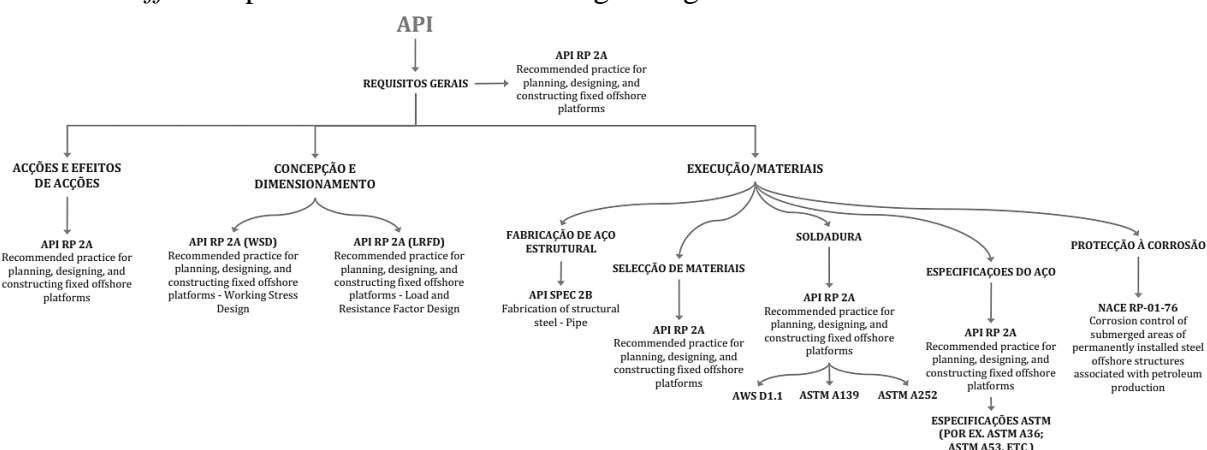


Figura 3.2 – Fluxograma de regulamentação API relevante para o dimensionamento de estruturas *offshore*

Como é visível, a norma API RP 2A incorpora no mesmo documento os princípios gerais, o cálculo e efeito das acções, concepção e dimensionamento bem como alguns requisitos acerca da execução e materiais. Relativamente à fabricação do aço estrutural esta norma remete para a norma API SPEC 2B. No que diz respeito às soldaduras é feita referência a normas específicas, nomeadamente, à AWS D1.1, ASTM A139 e ASTM A252. Para a protecção à corrosão é referida a norma NACE RP-01-76.

### 3.6 International Organization for Standardization (ISO)

A International Organization for Standardization (ISO), criada em 1947 em Genebra, é a maior produtora de normas internacionais, para os mais diversos produtos e serviços. O comité técnico e respectivo subcomité responsável pela normalização de estruturas *offshore* é o ISO TC67/SC7.

As normas mais relevantes emitidas pela ISO relativas ao dimensionamento de estruturas offshore fixas em aço são: a ISO 19900 (*General requirements for offshore structures*); a ISO 19901-3 (*Specific requirements for offshore structures - Part 3: Topsides structure*) e a ISO 19902 (*Fixed Steel Offshore Structures*). A hierarquia destas normas no processo de dimensionamento deste tipo de estruturas pode ser consultado na figura seguinte.

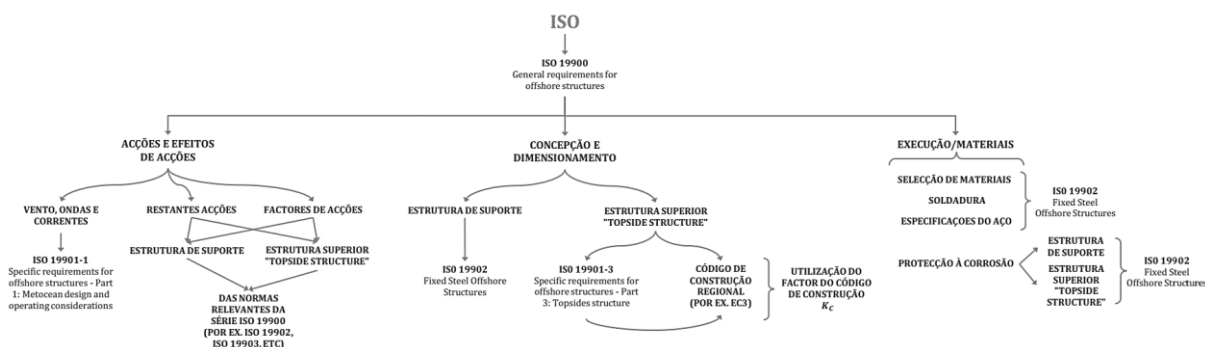


Figura 3.3 - Fluxograma de regulamentação ISO relevante para o dimensionamento de estruturas offshore

Os princípios gerais de dimensionamento de estruturas offshore tanto fixas como flutuantes são especificados na ISO 19900. Um aspecto a salientar é o facto de as normas ISO fazerem a distinção entre o dimensionamento da estrutura de suporte e a estrutura superior (“topside structure”). Assim sendo, as acções das estruturas de suporte são estabelecidas nas normas de dimensionamento relativas a esta parte da estrutura caso sejam fixas (diferentes no caso de serem em aço ou betão) ou flutuantes. Assim, no caso de estruturas fixas em aço é a norma ISO 19902 que define as acções e efeitos de acções a considerar. Relativamente à “topside structure” as acções a considerar são complementadas pela ISO 19901-3 que estabelece acções particulares relativamente a esta parte da estrutura.

No que diz respeito às acções do vento, ondas e correntes a ISO 19902 remete para a ISO 19901-1 que contém aspectos específicos para a determinação e cálculo de condições meteorológicas e oceanográficas. No que concerne, especificamente, ao dimensionamento de estruturas fixas em aço, este é realizado pela norma ISO 19902 enquanto para a estrutura superior são, analogamente à consideração das acções, definidos princípios específicos na ISO 19901-3. Esta última remete o dimensionamento dos elementos que compõem a “topside structure” para os códigos regionais de construção (como o Eurocódigo, por exemplo). Para garantir consistência das acções utilizadas nas estruturas, são impostos os factores de acções obtidos na série de normas ISO 19900 relevantes para a estrutura de suporte (neste caso a ISO 19902) e usadas sem alterações para a parte superior da estrutura. Este aspecto implica o uso de um factor denominado factor de correspondência do código de construção ( $K_c$ ), para multiplicar pela resistência calculada pelo código de construção regional, ou seja:

$$K_c \times \frac{R_{K,cód. const.}}{\gamma_{K,cód. const.}} = \frac{R_{K,ISO 19902}}{\gamma_{K,ISO 19902}} \geq S_d \quad (6)$$

No caso do código regional de construção ser o Eurocódigo, a ISO 19902 não fornece, directamente, o valor a considerar para factor  $K_c$ . Relativamente a esta lacuna foi desenvolvido

um estudo (Neumann e Dahl, 2012) em que os autores concluíram que 0,95 seria o valor a considerar para este coeficiente aquando da utilização do Eurocódigo para o dimensionamento da “*topside structure*”.

Concluindo, pode-se sublinhar que relativamente à selecção de materiais, soldadura, especificações do aço e protecção à corrosão a ISO 19902 abrange quase a totalidade dos aspectos a considerar.

### 3.7 NORSOK

Com o objectivo de garantir segurança adequada e eficiência de custos no desenvolvimento e operações na indústria do petróleo foram desenvolvidas, inicialmente por um consórcio de empresas da indústria do petróleo norueguesas, normas denominadas por NORSOK. Estas foram tanto quanto possível intencionadas em substituir as especificações das empresas petrolíferas e servir de referência para as regulações das autoridades. As normas NORSOK são normalmente baseadas em normas internacionais reconhecidas, acrescentadas das provisões necessárias para satisfazer necessidades específicas da indústria do petróleo norueguesa. Hoje em dia as normas NORSOK são administradas e publicadas pela Standards Norway (OGP, 2010a).

As normas NORSOK mais relevantes relativas ao dimensionamento de estruturas offshore são: a NORSOK N-001 (*Integrity of offshore structures*); a NORSOK N-003 (*Action and action effects*) e a NORSOK N-004 (*Design of steel structures*).

Sendo a hierarquização das normas NORSOK compilada na figura seguinte:

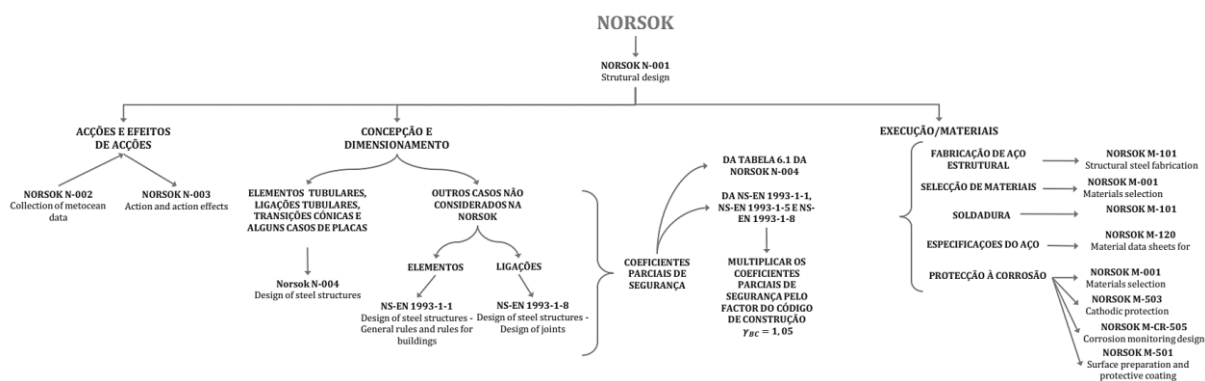


Figura 3.4 - Fluxograma de regulamentação NORSOK relevante para o dimensionamento de estruturas offshore

As normas NORSOK têm como base a série de normas ISO 19900, tendo sido aprovada como norma europeia a EN-ISO 19900 (*General requirements for offshore structures*) que é a norma transversal que define os princípios gerais adoptados no dimensionamento de estruturas offshore. As normas NORSOK concretizam os seus princípios gerais e directrizes na NORSOK N-001 que tem a intenção de actualizar esta norma assim que sejam publicadas novas normas ISO (NORSOK N-001, 2012).

Segundo a NORSOK N-001 as acções a serem consideradas são as definidas na ISO 19900 sendo o cálculo e a resposta a estas acções estabelecido na NORSOK N-003, podendo

ser usadas normas e linhas de orientação suplementares da DNV e API RP 2N. O cálculo das acções é complementado com a NORSOK N-002 que define os princípios específicos para a recolha de dados oceânicos como a informação meteorológica e oceanográfica. A combinação de acções é descrita na N-003. A concepção e dimensionamento são, para os elementos estruturais típicos como elementos tubulares, ligações tubulares, transições cónicas e alguns casos de placas, definidos na NORSOK N-004. A mesma norma remete, para o caso de outros elementos estruturais por ela não considerada, para os códigos de construção regionais, como o Eurocódigo, nomeadamente para a norma NS-EN 1993-1-1 para o dimensionamento de elementos e a NS-EN 1993-1-8 para ligações que não sejam tubulares. Neste caso devem, também, ser utilizados os coeficientes dos materiais definidos na N-004, caso contrário se forem utilizados os definidos na NS-EN 1993-1-1 e na NS-EN 1993-1-8 estes devem ser multiplicados por um factor adicional do código de construção  $\gamma_{BC}=1,05$ .

Relativamente à selecção dos materiais deve ser seguida a NORSOK M-001, enquanto na NORSOK M-101 é feita referência à fabricação do aço estrutural e à soldadura. As especificações relativamente ao aço estrutural são feitas na NORSOK M-120. As normas para o planeamento e implementação da protecção contra a corrosão são a NORSOK M-001, NORSOK M-501; NORSOK M-503 e a NORSOK M-CR-505.

### 3.8 Comité Europeu de Normalização (CEN)

O Comité Europeu de Normalização (CEN) foi criado em 1975 como uma associação internacional não lucrativa. O CEN é o principal fornecedor de normas europeias (EN) e especificações técnicas. As normas produzidas pelo CEN relativas ao dimensionamento de estruturas são os denominados Eurocódigos. O conjunto de normas específicas para o dimensionamento de estruturas metálicas é o denominado Eurocódigo 3. Embora o Eurocódigo não apresente disposições específicas para estruturas *offshore*, os documentos que a elas podem ser indirectamente aplicados, em particular no dimensionamento de elementos tubulares circulares, são: a EN 1990 (*Basis of structural design*); a série de normas EN 1991 (*Actions on structures*) da parte 1-1 até à 1-7; a EN 1993-1-1 (*Design of steel structures - General rules and rules for buildings*) e a EN 1993-1-6 (*Design of steel structures – Strength and stability of shell structures*). A EN 1990 estabelece os requisitos gerais transversais a todas as normas do Eurocódigo; a série de normas EN 1991 apresenta indicações acerca da caracterização de diferentes tipos de acções (sendo omissa a acções específicas de estruturas *offshore*); a série de normas EN 1993 tem como campo de aplicação as estruturas metálicas, em particular para o dimensionamento de elementos tubulares circulares a parte 1-1 e da parte 1-6.

## 4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 4.1 Tipo de análise

#### 4.1.1 Introdução

Existem diferentes tipos de análise aplicáveis a estruturas metálicas, sendo que as previstas pelo Eurocódigo são, por ordem crescente de complexidade: a análise elástica linear (LA), a análise elástica linear de estabilidade (LBA), a análise geometricamente não-linear (GNA), a análise materialmente não-linear (MNA), a análise geometricamente e materialmente não-linear (GMNA), a análise geometricamente não-linear com imperfeições (GNIA) e, por último, a análise geometricamente e materialmente não-linear com imperfeições (GMNIA).

O dimensionamento dos elementos em estudo pode ser feito recorrendo a diferentes metodologias (previstas pelo Eurocódigo), considerando isoladamente ou em conjunto estes tipos de análises. A abordagem mais simples consiste em utilizar uma LBA para obter a carga crítica de encurvadura de um elemento perfeito e aplicar-lhe um coeficiente de redução para ter em conta as imperfeições da peça e as não-linearidades material e geométrica. Este procedimento é em tudo muito semelhante ao previsto pelo Eurocódigo 3 parte 1-6 para o cálculo manual (apresentado no capítulo seguinte) usado quando o dimensionamento se baseia na teoria de membrana ou da flexão linear, sendo que o cálculo da carga crítica é feito através da utilização de expressões analíticas. Esta abordagem, naturalmente, tem deficiências importantes por não permitir introduzir de forma rigorosa o problema na não linearidade e das imperfeições existentes nos casos reais. Além desta abordagem, o Eurocódigo prevê outras com crescente nível de sofisticação, em que gradualmente vão sendo incorporados no modelo cada vez mais parâmetros, conduzindo à abordagem mais sofisticada (GMNIA), à qual se recorreu neste estudo.

Apesar de a não-linearidade ser de fácil definição atendendo aos recursos computacionais hoje em dia disponíveis, a questão da caracterização das imperfeições constitui, na análise GMNIA, um aspecto fulcral para que os resultados obtidos possam ser os mais realistas possível. Por conseguinte, as imperfeições que constituem os elementos devem ser cuidadosamente avaliadas.

#### 4.1.2 Análise linear de estabilidade (LBA)

A análise linear de estabilidade (LBA) corresponde à resolução de um problema de valores e vectores próprios, em que se procuram determinar as cargas em que a matriz de rigidez ( $K$ ) se torna singular. De outra forma significa  $(K + \lambda \Delta K) v = 0$ , onde  $\Delta K$  é a matriz das tensões iniciais devido aos incrementos de carga,  $\lambda$  os factores de carga (valores próprios) e  $v$  são os

deslocamentos nodais (vectores próprios). Para a resolução deste problema recorreu-se ao algoritmo de Lanczos disponível no programa ABAQUS.

No presente trabalho foi feito uso de uma análise elástica linear de estabilidade para determinar a carga crítica elástica ( $R_{cr}$ ) e os modos de encurvadura de tubos cilíndricos perfeitos. A primeira serviu para calcular a esbelteza do elemento ( $\lambda = \sqrt{R_{pl}/R_{cr}}$ ), enquanto os modos de encurvadura serviram para serem introduzidos como imperfeições iniciais dos tubos a utilizar na análise GMNIA.

#### 4.1.3 Análise geometricamente e materialmente não-linear com imperfeições (GMNIA)

Em problemas geometricamente não lineares que envolvam perda de energia do sistema (rigidez negativa), característica de problemas de encurvadura, a trajectória de equilíbrio (carga-deslocamento) não é monotónica e como tal devem ser aplicados algoritmos de resolução que consigam eficientemente traduzir este comportamento. Um dos primeiros métodos a ser aplicado na resolução de trajectórias de equilíbrio foi o método de Newton-Raphson, contudo este método não é indicado para o tipo de problemas aqui em análise pois este revela dificuldades na convergência quando o declive da trajectória de equilíbrio se anula. Assim, um dos métodos mais eficientes utilizado em problemas de pós-encurvadura, é o denominado método de Riks, o qual foi aqui utilizado. Este método ao modificar o factor de carga em cada iteração, tem que resolver simultaneamente as incógnitas carga e deslocamento, recorrendo por isso ao denominado comprimento de arco (“*arc-length*”) para a resolução do problema. O desenvolvimento deste método teve como principais contribuidores Wempner (1981), Riks (1978), Crisfield (1981) e Ramm (1981) (citado em Rotter e Schmidt (2008)). Neste método a magnitude da carga não é mantida constante em cada instante, pelo contrário, ela é automaticamente ajustada à trajectória de equilíbrio e à taxa de convergência. Além disso, o próprio comprimento de arco é avaliado a cada iteração e reduzido no caso de não convergência. Importa referir que o ABAQUS permite estabelecer valores mínimos e máximos para o comprimento de arco, aspecto deveras importante para que trajectórias altamente instáveis possam ser correctamente representadas (ABAQUS User’s manual, 2011; Memon e Su, 2003). Devido ao facto do tipo de problema em análise apresentar comportamentos bastante “repentinos” (ponto de bifurcação) o valor do comprimento de arco foi limitado a valores bastante reduzidos de modo a que as soluções não saltem da pré para a pós-encurvadura perdendo o pico na trajectória de equilíbrio (ver Figura 4.1). Isto tem que ver com os fenómenos de instabilidade que podem ocorrer neste tipo de estrutura. De forma resumida podem-se destacar basicamente duas situações: a pós-encurvadura por ponto limite e a pós-encurvadura por bifurcação. Na primeira a estrutura deforma-se, perdendo rigidez à medida que a carga aumenta até atingir uma carga limite. Neste “ponto limite” a trajectória de equilíbrio torna-se instável e a estrutura deforma-se de forma repentina atingindo eventualmente uma nova trajectória de equilíbrio que é estável mas em que a estrutura já sofreu uma grande deformação. Na pós-encurvadura por bifurcação existe um ponto em que duas trajectórias de equilíbrio (a pré e a pós-encurvadura) se intersectam no denominado ponto de bifurcação. Aqui a trajectória inicialmente estável passa de forma repentina a ser governada pela trajectória de equilíbrio pós-

encurvadura que pode ser estável ou instável (Rotter e Schmidt, 2008). Este problema pode ser representado como o indicado na Figura 4.1.

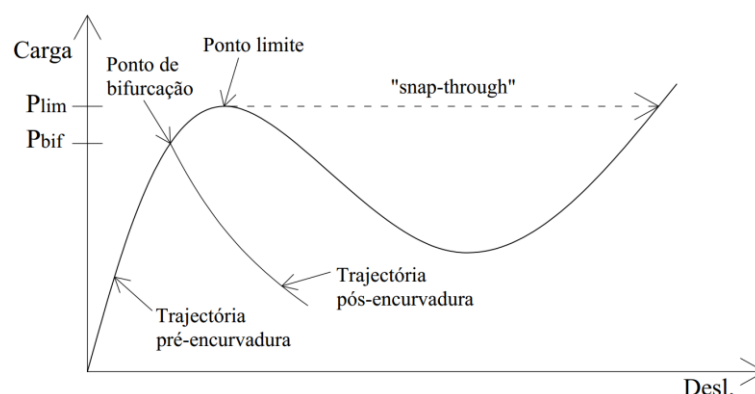


Figura 4.1 – Fenómenos de instabilidade (adaptado de Rotter e Schmidt (2008))

## 4.2 Comportamento do material

Para a simulação do material recorreu-se a um comportamento elástico-linear e elástico-perfeitamente plástico, respectivamente para a análise LBA (naturalmente) e GMNIA, com um módulo de elasticidade ( $E$ ) de 210 GPa, um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,3 e com uma tensão de cedência ( $f_y$ ) de 355 MPa. O comportamento elástico-perfeitamente plástico é, de acordo com a bibliografia (p. ex. (Rotter e Schmidt, 2008)) o comportamento mais vezes aplicado a este tipo de análises com aços macios como os aqui considerados, razão pela foi este o comportamento utilizado neste estudo.

A norma EN 1993-1-1 indica o valor para a tensão de cedência de um determinado aço em função da espessura da secção. Para secções tubulares, por exemplo o aço S355 H tem para  $f_y$  o valor de 355 MPa em espessuras  $\leq 40$  mm, sendo que para espessuras superiores este valor é ligeiramente reduzido para 345 MPa. Tendo em conta que neste estudo a percentagem de elementos com espessuras superiores a esta é reduzida e devido ao facto de a diferença ser pouco significativa, não se considerou justificado fazer essa variação.

## 4.3 Consideração das imperfeições

Devido à particular sensibilidade que estes elementos apresentam às imperfeições, uma pequena imperfeição geométrica pode provocar uma redução substancial na carga crítica de encurvadura correspondente a um elemento perfeito. Como tal, a análise pelo método de elementos finitos deve contemplar devidamente as imperfeições iniciais das peças, as quais são fundamentais para iniciar uma reposta pós-encurvadura realista numa análise não linear.

A utilização de tubos de grande diâmetro e comprimento em estruturas *offshore* faz com que o processo de fabrico destes elementos tenha que ser feito, normalmente, recorrendo à soldadura longitudinal e transversal (nos diâmetros maiores) de elementos provenientes da enformação a frio de placas planas. Este processo introduz naturalmente além de imperfeições

geométricas, tensões residuais na peça, quer aquando da enformação quer pelo próprio processo de soldadura (Ross, 1978).

As imperfeições são geralmente classificadas em dois grandes grupos: as imperfeições geométricas (falta de linearidade global da peça, falta de linearidade local das paredes da secção, falta de circularidade da secção, excentricidades nas zonas de soldadura, depressões, desvios da espessura nominal, etc.) e as imperfeições materiais (tensões residuais devidas à fabricação do aço, soldadura, etc.).

A consideração das imperfeições na análise de estabilidade de cascas cilíndricas é ainda hoje um dos assuntos mais estudados nesta área. A aplicação das imperfeições “reais” na análise de elementos finitos é de difícil execução prática, sendo que, além disso, estas imperfeições dificilmente estão disponíveis para a prática de um dimensionamento corrente. Assim a alternativa seguindo estudos de autores, como por exemplo Koiter (1945), consiste em aplicar um padrão de imperfeições equivalentes sob a forma de desvios iniciais perpendiculares à superfície média da casca dado pelos modos de encurvadura de um elemento perfeito através de uma análise linear de estabilidade (LBA) (Teng e Rotter, 2004). Estas imperfeições, por serem “equivalentes”, devem cobrir os efeitos das outras imperfeições como excentricidades na aplicação das cargas, tensões residuais, etc.. Contudo, saber quais os modos de encurvadura (ou a junção deles por combinação linear) a utilizar e a amplitude a considerar não é, à partida, um problema de fácil solução.

Em relação aos modos de encurvadura a utilizar, sabe-se hoje que devem ser considerados vários modos e diferentes interacções entre eles com o objectivo de determinar a situação mais desfavorável, pois o primeiro modo não é necessariamente o mais desfavorável (Rotter e Schmidt, 2008), como se confirmará no Subcapítulo 6.2. Importa referir, que os modos claramente irrealistas não devem ser considerados para o padrão de imperfeições, mesmo que estes tenham um efeito mais gravoso (EN 1993-1-6, 2007). No presente estudo verificou-se que a combinação de diferentes modos de encurvadura resultava, de uma forma geral, em valores mais elevados para a resistência, ou seja menos condicionantes, que a utilização de modos isolados cuidadosamente escolhidos. Isto deve-se ao facto de aquando da sobreposição dos diferentes modos não ser possível garantir (pelos menos de forma prática) que os pontos com a deformação máxima em cada modo de encurvadura se somem de forma coordenada para que a deformação máxima resultante tenha o valor admitido para a amplitude dessa imperfeição. Assim os modos de encurvadura utilizados serão devidamente identificados no Subcapítulo 6.2, aquando da apresentação dos resultados numéricos.

O Eurocódigo foi a norma utilizada para simular as imperfeições a introduzir no modelo numérico, por ser a que única que oferece indicações específicas relativamente ao modo de como elas devem ser simuladas. As normas de estruturas *offshore* referem apenas alguns valores relativos às imperfeições reais de fabricação, por exemplo uma falta de linearidade máxima de  $L/1000$  e uma falta de circularidade da secção de 1%.

No que concerne à amplitude a considerar para as imperfeições equivalentes, na ausência de medições, estas podem ser estimadas de acordo com a qualidade de fabricação do elemento. O EC3-1-6 tem isto em conta através da consideração de 3 classes de qualidade – Classe A, B e C com ordem decrescente de qualidade, calibradas a partir de ensaios



experimentais. Neste estudo recorreu-se a esta norma para o cálculo das respectivas amplitudes das imperfeições, que estabelece que estas devem ser avaliadas através de um comprimento de referência ( $l_g$ ) para a situação de compressão meridional ( $l_{gx}$ ) e circunferencial ( $l_{g\theta}$ ), de acordo com:

$$l_{gx} = 4\sqrt{rt} \quad e \quad l_{g\theta} = 2,3(l^2 rt)^{0,25}, \text{ com } l_{g\theta} \leq r \quad (7)$$

sendo o valor da amplitude da imperfeição o maior de:

$$\Delta w_{0,eq,1} = l_g U_{n1} \quad e \quad \Delta w_{0,eq,2} = 25 t U_{n2} \quad (8)$$

onde  $t$  representa a espessura enquanto  $U_n$  são parâmetros de amplitude, função da classe de fabricação dos elementos e dados por:

Tabela 4.1 – Valores recomendados pela EN 1993-1-6 para os parâmetros de amplitude das imperfeições

	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)
$U_{n1} = U_{n2}$	0,01	0,016	0,025

Não existindo uma correspondência directa, entre as normas de estruturas *offshore* e o Eurocódigo, relativamente às imperfeições de fabricação admitidas, a classe de fabricação normal (Classe C) do EC3-1-6 foi a adoptada para o cálculo das imperfeições (relativas à encurvadura local) a utilizar na análise numérica e comparação com a ISO 19902, sobretudo pelas seguintes razões: *i*) De acordo com o que se mencionou acerca do tipo de elementos e do seu usual processo de fabricação é de esperar que a qualidade de fabricação dos elementos não seja a mais elevada segundo os parâmetros do EC3-1-6, a qual está reservada para estruturas mais sensíveis; *ii*) Revela-se de maior utilidade obter as resistências mínimas oferecidas pelo EC3-1-6 (através da classe mais desfavorável), uma vez que assim é possível concluir que uma resistência no Eurocódigo superior às outras normas implica que esta norma seja a menos conservativa para todas as classes de fabricação utilizada; *iii*) Verificou-se ser esta a curva que de uma forma geral melhor se adaptava aos resultados da ISO 19902 para os fenómenos de encurvadura devido à pressão hidrostática (não no caso da encurvadura local por compressão, uma vez que o procedimento é relativamente distinto, como se verá).

Para a verificação dos fenómenos de encurvadura global por compressão foram utilizadas imperfeições com a forma do primeiro modo de encurvadura global. No que respeita à amplitude desta imperfeição, ou seja, falta de linearidade do elemento, foram utilizados valores de  $L/250$ ,  $L/300$  e  $L/500$ . Com esta gama de valores pretendeu-se analisar o prescrito no EC3-1-1, no que respeita à amplitude das imperfeições  $e_0/L$  em que são indicados os valores de  $L/250$  e  $L/300$ , respectivamente para uma análise plástica e elástica (para a curva de encurvadura  $a$ ), comparando com o valor que é normalmente indicado na bibliografia ( $L/500$ ) para elementos tubulares acabados a quente. Este valor corresponde à falta de linearidade máxima permitida para elementos tubulares pelas especificações que regulam a qualidade do aço estrutural, e é sensivelmente o dobro do utilizado para perfis laminados do tipo I ou H ( $L/1000$ ) (Ziemian, 2010).

Relativamente às tensões residuais não são fornecidas indicações concretas no Eurocódigo para a sua modelação, embora seja feita referência que devem ser consideradas

todas as imperfeições que não possam ser evitadas na prática, como por exemplo, as tensões residuais e imperfeições geométricas (depressões) consequentes dos processos de soldadura. Acerca da influência das tensões residuais em cascas cilíndricas, existem apenas alguns estudos, podendo-se destacar (citados em Rotter e Schmidt (2008)): Guggenberger (1996); Rotter (1996); Holst et al (1999,2000). A principal conclusão obtida com a elaboração deste estudo foi que na presença de um campo consistente de tensões residuais, isto é, um campo de tensões que satisfaça o equilíbrio presente na forma final imperfeita e que não aumente a amplitude da imperfeição geométrica quando o elemento é descarregado, é normalmente favorável à resistência à encurvadura (Rotter e Schmidt, 2008). Tendo isto em conta este tipo de imperfeições foi considerado implicitamente nas imperfeições geométricas equivalentes acima referidas.

#### 4.4 Tipo de elemento de malha

A modelação dos tubos cilíndricos foi feita recorrendo a elementos do tipo de casca (justificável tendo em conta as relações  $D/t$  utilizadas), tendo-se considerado, inicialmente, dois tipos diferentes de elementos disponíveis no *software* ABAQUS: S4R e S8R5. Contudo, verificou-se que o primeiro conduzia a valores por vezes muito inferiores ao esperado para a carga última (não se verificando grandes diferença no valor da carga crítica) sobretudo no caso da pressão hidrostática, comparativamente aos resultados analíticos como os experimentais (sendo estes últimos, utilizados para a validação do modelo). Além disso, o elemento do tipo S8R5 apresenta uma convergência mais rápida tendo sido por isso o utilizado. Este elemento apresenta 8 nós com 5 graus de liberdade por nó, 3 translações e 2 rotações (omitida a perpendicular à superfície).

Para estabelecer a dimensão de discretização da malha foi feito um estudo de convergência, tendo-se chegado à conclusão que a dimensão de  $5 \times 5 \text{ cm}^2$  era a que correspondia à melhor relação entre a precisão dos resultados e o esforço computacional exigido.

#### 4.5 Condições de fronteira

No caso da verificação da encurvadura por compressão foram consideradas dois casos distintos para as condições de apoio dos tubos cilíndricos para verificar as diferenças obtidas. Num deles considerou-se o total encastramento das condições de apoio em ambas as extremidades, à excepção, naturalmente, da direcção axial numa delas (direcção Z na Figura 4.2). Noutra situação consideraram-se os tubos cilíndricos simplesmente apoiados, isto é, libertando-se numa extremidade as rotações nos dois eixos do plano da secção e na outra estas duas rotações mais a direcção axial (a rotação segundo o eixo axial foi bloqueada). Relativamente a estas duas situações verificou-se que para os fenómenos de encurvadura local as condições de fronteira conduziram a resultados idênticos, explicado pelo facto de os modos de encurvadura locais serem axissimétricos, isto significa que a peça apresenta um comportamento idêntico quando carregada em ambas as situações. Contudo, para o comportamento global a influência é significativa uma vez que os modos de encurvadura já não

são naturalmente axissimétricos e a peça deforma-se por isso de forma diferente consoante as condições de fronteira (comprimento efectivo do elemento encastrado é metade do simplesmente apoiado).

Relativamente ao caso da pressão hidrostática a actuar isoladamente foi considerada a situação de total encastramento, sendo que a direcção axial não tem um papel importante.

Importa referir que estas condições de fronteira foram introduzidas num ponto de referência (RP) em cada extremidade sobre o eixo da peça estabelecendo que os nós das secções de extremidade (definidos pela discretização da malha) estão rigidamente ligados a esse ponto. Isto significa que os pontos na extremidade mantêm sempre a mesma distância ao centro do tubo (ver Figura 4.2).

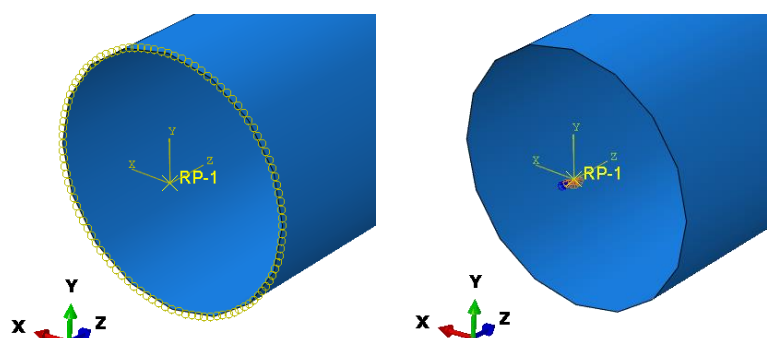


Figura 4.2 – Aplicação das condições de fronteira. a) Ligação rígida dos pontos de extremidade ao ponto de referência (RP); b) Aplicação das condições de fronteira no RP.

#### 4.6 Condições de carregamento

No caso da compressão axial foi aplicada uma força pontual no anteriormente referido ponto de referência existente sobre o eixo da peça, sendo que o valor desta força é igualmente distribuída por cada um dos nós que compõem a secção de apoio. Na situação de pressão hidrostática foi aplicada uma pressão centrípeta constante sobre a superfície do tubo cilíndrico.

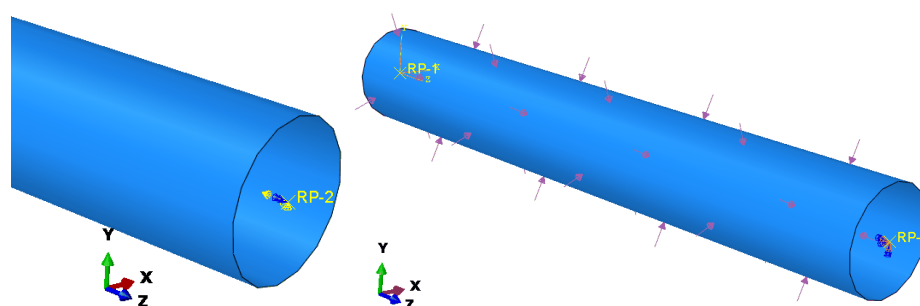


Figura 4.3 – Aplicação das cargas: a) de compressão (no RP); b) de pressão hidrostática (na superfície do tubo cilíndrico)

No que concerne ao valor destes carregamentos, distingue-se a situação da análise LBA e da GMNIA. Enquanto no primeiro caso se utilizaram valores unitários, pois interessa saber a carga crítica e portanto o número de vezes que a carga unitária tem que ser multiplicada (pelo

denominado “*Load Proportionality Factor*” - LPF), na análise GMNIA introduziram-se as cargas que plastificam a secção, ou seja a força  $F_{pl} = f_y A$  para a situação de compressão axial e a pressão  $P_{pl} = f_y t/r$  para a situação pressão hidrostática, pois interessa determinar a percentagem dessa carga que a peça consegue resistir, ou seja o coeficiente de redução de encurvadura  $\chi$ .

## 4.7 Validação do modelo numérico

### 4.7.1 Introdução

A validação dos modelos numéricos foi feita recorrendo a ensaios experimentais presentes na bibliografia, alguns dos quais utilizados na elaboração das expressões de cálculo da ISO 19902. Tendo em conta que existem particularidades que distinguem os modelos numéricos para cada um dos esforços isolados considerados, considerou-se relevante fazer a verificação para cada um desses modelos.

### 4.7.2 Compressão

#### Verificação do modelo numérico de encurvadura global:

Para a verificação do modelo de compressão influenciado por fenómenos de encurvadura global foram utilizados os ensaios experimentais de Chen e Ross (1978). Nestes ensaios os tubos foram ensaiados simplesmente apoiados, são fabricados através da calandragem de chapas planas de espessura 7,8 mm com as extremidades soldadas (longitudinalmente) formando diâmetros de 0,38 e 0,56 m e juntos vários destes elementos através de soldadura transversal para se formarem tubos com comprimentos de 5,5 a 11,0 m. Todas as propriedades necessárias para a simulação do material foram identificadas, bem como devidamente medidas as amplitudes da falta de linearidade inicial das peças, tendo sido esse o valor a introduzir no modelo numérico, onde se utilizou o primeiro modo de encurvadura para o padrão de imperfeições.

Tendo em conta que as baixas diferenças observadas entre os resultados experimentais e os resultados numéricos considera-se que o modelo se encontra validado a fenómenos de encurvadura global.

Tabela 4.2 – Validação do modelo numérico à compressão (encurvadura global)

Nº	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	D/t	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δw <sub>0</sub> (mm)	f <sub>y</sub> (MPa)	E (GPa)	F <sub>cr</sub> (kN x10 <sup>3</sup> )	F <sub>pl</sub> (kN x10 <sup>3</sup> )	λ (Num)	λ (EC3-1-1)	χ <sub>s</sub> (Num)	χ <sub>s</sub> (Exp)	Dif. (%)
4	0,38	7,8	48,72	7,6	91,2	6	308	212,0	5,979	2,809	0,6854	0,7006	0,9248	0,91	<b>1,48</b>
7	0,38	7,8	48,72	11,0	91,2	4,4	308	212,0	2,880	2,809	0,9876	1,0140	0,8462	0,877	<b>-3,08</b>
10	0,56	7,8	71,79	11,0	135,3	4,2	308	212,0	9,012	4,167	0,6800	0,6835	0,9681	0,968	<b>0,01</b>

#### Verificação do modelo numérico de encurvadura local:

Para a verificação do modelo de compressão influenciado por fenómenos de encurvadura locais foram utilizados uma série de ensaios realizados entre 1976 e 1977 (Ostapenko e Gunzelman, 1976), (Gunzelman e Ostapenko, 1977) e (Marzullo e Ostapenko,

1977), tendo sido compilados todos os resultados neste último documento. Estes elementos de diferentes geometrias (ver Tabela 4.3) foram fabricados a partir da calandragem de chapas planas em aços com diferentes tensões de cedência (inclusive aços de alta resistência). As condições de fronteira foram consideradas como simplesmente apoiadas (apesar deste aspecto apresentar neste tipo de encurvadura uma influência reduzida). Às extremidades dos tubos cilíndricos foram soldados anéis para que a distribuição das cargas fosse uniforme. Relativamente às imperfeições geométricas foram medidas experimentalmente a falta de circularidade da peça (“out-of-roundness” =  $(D_{max} - D_{min})/D_{nom}$ ) e a falta de linearidade. Não sendo nenhuma delas desprezável e tendo em conta o reduzido comprimento das peças pareceu razoável utilizar para o valor da amplitude a considerar no modelo numérico para as imperfeições equivalentes a média destas duas imperfeições. O procedimento relativo aos modos de encurvadura utilizados seguiu o posteriormente explicado no Subcapítulo 6.2.1. Tendo em conta que os resultados numéricos têm uma diferença absoluta média de 4,8% considera-se que o modelo está validado relativamente aos fenómenos de encurvadura locais.

Tabela 4.3 – Validação do modelo numérico à compressão (encurvadura local)

Nº	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	D/t	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δ <sub>w0</sub> (mm)	F <sub>y</sub> (MPa)	E (GPa)	F <sub>cr</sub> (kN x10 <sup>3</sup> )	F <sub>pl</sub> (kN x10 <sup>3</sup> )	λ (Num)	λ (EC3-1-6)	χ <sub>s</sub> (Num)	χ <sub>s</sub> (Exp)	Dif. (%)
P1	0,717	8,35	85,88	2,05	185,9	5,96	319,17	203,4	51,45	5,933	0,340	0,336	0,9423	0,998	<b>-5,57</b>
P5	1,787	7,17	249,41	3,03	400,6	2,99	377,16	203,4	39,25	15,11	0,620	0,617	0,7661	0,814	<b>-4,79</b>
P9	1,532	6,55	233,79	2,44	314,0	2,86	622,76	203,4	32,87	19,56	0,771	0,767	0,9534	0,912	<b>4,14</b>

#### 4.7.3 Pressão hidrostática

Para a validação do modelo numérico sujeito à pressão hidrostática foram utilizados os ensaios de Windenburg e Trilling (1934). Mais uma vez todas as propriedades do material bem como as imperfeições (falta de circularidade) medidas foram devidamente avaliadas. O diâmetro de todos os tubos cilíndricos tem 406,4 mm, variando a espessura e o comprimento de acordo com o indicado na Tabela 4.4. O procedimento relativo aos modos de encurvadura utilizados para a forma das imperfeições seguiu o posteriormente explicado no Subcapítulo 6.2.2. Tendo em conta que os resultados numéricos apresentam uma diferença absoluta média de 2,2% considera-se que o modelo está validado relativamente aos fenómenos de encurvadura circunferencial.

Tabela 4.4 – Validação do modelo numérico à pressão lateral (encurvadura circunferencial)

Nº	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δ <sub>w0</sub> (mm)	f <sub>y</sub> (MPa)	E (GPa)	P <sub>cr</sub> (MPa)	P <sub>pl</sub> (MPa)	σ <sub>θRcr</sub> (MPa)	λ (Num)	λ (EC3-1-6)	χ <sub>θ</sub> (Num)	χ <sub>θ</sub> (EXP)	Dif. (%)
<b>40</b>	0,406	1,27	0,813	16,2	0,6	248,22	220,6	0,22	1,55	34,53	2,68	2,62	0,1110	0,1111	<b>-0,01</b>
<b>42</b>	0,406	1,35	0,406	17,1	0,43	296,49	206,9	0,50	1,96	75,03	1,99	1,95	0,1823	0,2036	<b>-2,13</b>
<b>43</b>	0,406	1,32	0,203	16,8	0,49	303,38	193,1	0,95	1,97	145,12	1,45	1,44	0,2678	0,3287	<b>-6,09</b>
<b>46</b>	0,406	1,3	0,102	16,6	0,17	275,80	213,7	1,96	1,77	305,64	0,95	0,89	0,6626	0,6369	<b>2,57</b>
<b>65</b>	0,406	1,92	0,813	24,4	0,61	255,12	206,9	0,61	2,41	63,92	2,00	2,02	0,1904	0,1917	<b>-0,13</b>
<b>70</b>	0,406	2,77	0,813	35,2	0,42	268,91	206,9	1,51	3,67	109,59	1,57	1,54	0,3169	0,2800	<b>3,69</b>
<b>69</b>	0,406	2,74	0,406	34,8	0,44	282,70	206,9	2,96	3,82	217,66	1,14	1,08	0,5126	0,5204	<b>-0,78</b>

---

## 4.8 Variação paramétrica

A variação paramétrica efectuada procurou ter em conta, acima de tudo, a gama de valores da geometria de tubos cilíndricos normalmente existente em estruturas *offshore*. Contudo, além deste intervalo, alargou-se o estudo a algumas geometrias que têm baixa aplicabilidade nestas estruturas, sobretudo em alguns casos de espessuras baixas. Isto serviu fundamentalmente para obter um intervalo mais alargado de esbeltezas para que os resultados numéricos pudessem ser comparados em toda a extensão das curvas dadas pelas normas, nomeadamente o EC3 que tem os limites de aplicabilidade  $D/t$  muito mais alargados.

Uma vez que o estudo da encurvadura local requer secções muito mais esbeltas que as utilizadas para a encurvadura global, foram utilizadas relações  $D/t$  diferentes consoante o tipo de análise, como se verá. No caso de tubos cilíndricos circulares as variáveis geométricas possíveis de variar são apenas três: o diâmetro (exterior) ( $D$ ), a espessura ( $t$ ) e o comprimento ( $L$ ). Assim sendo, no caso da compressão a variação da esbelteza foi feita fixando o diâmetro exterior a 1,5 m e variando a espessura de 1,5 a 30 mm. Por outro lado, para que se pudessem capturar devidamente os fenómenos de encurvadura global houve necessidade de aumentar a relação  $L/D$  de forma significativa pelo que aqui se fixou a espessura de 50 mm aumentando o comprimento para 15, 20 e 25 m. Tendo-se verificado que seria pertinente obter esbeltezas ainda maiores efectuaram-se para o comprimento de 25 m e espessuras de 50 mm, dois ensaios com diâmetros mais reduzidos, 1,25 e 1,0 m. Relativamente à pressão hidrostática o procedimento foi idêntico, fixando o diâmetro exterior com 1,5 m foram variadas as espessuras de 5 a 100 mm para cada um dos comprimentos considerados (5 e 10 m).

A variação paramétrica utilizada será mais facilmente compreendida, posteriormente aquando da discussão dos resultados obtidos para cada uma das situações estudadas (capítulo 6.2).

## 5 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA NAS VÁRIAS NORMAS

### 5.1 Considerações iniciais

A notação para a geometria dos tubos cilíndricos utilizada nas normas é bastante semelhante, à exceção do diâmetro ( $D$ ) que em todas as normas corresponde ao diâmetro exterior à exceção do EC3-1-6 que corresponde ao diâmetro definido pela superfície média, representado na norma pelo respectivo raio  $r$ . O comprimento  $L$  ( $l$  no EC) corresponde ao comprimento do elemento, sendo a espessura da parede representada em todas as normas por  $t$ .

Importa referir que por uma questão de clareza na comparação das normas e para se obviar a um excessivo número de diferentes variáveis que prejudicariam a compreensão deste documento, foram feitas pequenas alterações na apresentação das expressões de cálculo do grupo de normas específicas de estruturas *offshore*, nomeadamente: *i*) pelo facto das normas específicas de *offshore* terem formulações idênticas considerou-se pertinente (por facilitar a comparação das normas) usar a nomenclatura apenas de uma delas, neste caso a NORSOK devido a ser a que tem uma apresentação das expressões mais próxima do EC. A respectiva correspondência é feita na simbologia; *ii*) sendo que algumas normas trabalham em forças e outras em tensões foi feito esse ajuste (tendo-se optado por utilizar forças como na NORSOK e no EC) para que as expressões possam ser facilmente confrontadas. Importa referir que este artifício é por vezes difícil no caso do EC3-1-6 que apresenta por vezes formulações consideravelmente diferentes, pelo que não existe grande possibilidade de proceder a este acerto.

As condições de fronteira (“BC”) no EC3-1-6 são classificadas através de uma nomenclatura particular. Para uma situação de restrição tanto dos movimentos meridionais como dos radiais (normais à superfície da casca) é utilizada a terminologia BC1. Quando os movimentos meridionais estão livres e os radiais estão restringidos a condição de fronteira denomina-se por BC2. A esta nomenclatura é adicionada a letra “r” ou “f”, respectivamente para a situação de restrição e liberdade da rotação meridional. Por fim, para uma extremidade livre é utilizada a definição BC3.

Importa sublinhar que os coeficientes parciais de segurança de seguida apresentados são os indicados pelas normas para as situações típicas de dimensionamento. Como se viu nos subcapítulos 3.6 e 3.7, respectivamente para a ISO e NORSOK, existem situações em que o dimensionamento é remetido para outras normas (p. ex. o Eurocódigo) e nesses casos devem ser ajustadas as resistências através de factores como os já anteriormente referidos  $K_c$  (ISO) e  $\gamma_{BC}$  (NORSOK).

## 5.2 Campo de aplicação de cada norma

O domínio de aplicação de cada uma das normas é compilado na Tabela 5.1. Pode concluir-se que este é bastante semelhante à excepção do EC3-1-6 que permite estender a sua aplicação a D/t muito superiores aos usados usualmente neste tipo de elementos em estruturas offshore.

Tabela 5.1 – Campo de aplicação das diferentes normas

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)	EC3-1-1	EC3-1-6
Tensão de cedência (MPa)	<500	<500	<414 (60 ksi)	≤460*	≤460*
Espessura (mm)	≥6	≥6	≥6	≥3	Sem indicação
D/t	<120	≤120	<120**	≤90 ε <sup>2</sup>	de 40 a 10000***

\*até S700 recorrendo ao especificado na EN1993-1-12.

\*\*considerado válido até D/t de 300 para a encurvadura local em compressão, flexão e pressão hidrostática.

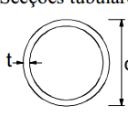
\*\*\*neste documento, usado apenas para relações > 90ε<sup>2</sup> como indicado na norma EN1993-1-1 (ε = √235/f<sub>y</sub>).

## 5.3 Classificação das secções (EC3-1-1)

A forma como os fenómenos de encurvadura local afectam a resistência e a capacidade de rotação das secções transversais é, no Eurocódigo, traduzida pela classificação das secções em quatro classes distintas, da classe 1 à classe 4, respectivamente, com sensibilidades crescentes a este fenómeno. Esta norma é a única que utiliza este procedimento, ajustando o dimensionamento consoante a classificação da secção.

Para secções tubulares circulares a classe de uma secção é definida exclusivamente pela sua relação D/t, sendo os limites de cada uma das classes função unicamente da tensão de cedência do aço através do parâmetro  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ . É consoante esta classificação que a EN 1993-1-1 remete o dimensionamento das secções de classe 4 para a norma EN 1993-1-6 (ver Tabela 5.2).

Tabela 5.2 - Classificação das secções de elementos tubulares circulares (EN 1993-1-1, 2005)

Secções tubulares	
	
Classe	Secção em flexão e/ou compressão
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$
<p><i>NOTA: Para <math>d/t &gt; 90\varepsilon^2</math> ver a EN 1993-1-6.</i></p>	

## 5.4 Tracção

Como se pode verificar na Tabela 5.3 as expressões de cálculo da resistência à tracção são idênticas em todas as normas. Sendo que a peça não está sujeita a fenómenos de encurvadura quando submetida unicamente à tracção qualquer secção é no Eurocódigo 3 dimensionada pelo prescrito na EN 1993-1-1.



Tendo em conta as diferenças entre os coeficientes parciais de segurança (únicas diferenças existentes), verifica-se que a NORSOK é 9,5% mais conservativa que a ISO e a API e 15% mais conservativa que o EC3.

Tabela 5.3 – Dimensionamento à tracção

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)	EC3-1-1	EC3-1-6
Expressão geral	$\frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$ , com: $N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_M}$				
Coef. Parcial Seg.	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,05$	$\gamma_M = 1/0,95 \approx 1,05$	$\gamma_M = 1,0$	

## 5.5 Compressão

O prescrito nas normas para o dimensionamento de elementos sujeitos a compressão axial está apresentado na Tabela 5.4 e Tabela 5.5, respectivamente para as normas específicas de estruturas offshore e Eurocódigo.

Tabela 5.4 – Dimensionamento à compressão pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expr. geral	$\frac{N_{sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$ , com: $N_{c,Rd} = \frac{Af_c}{\gamma_M}$		
Enc. Global	$f_c = (1,0 - 0,28\bar{\lambda}^2)f_{cl}$ para $\bar{\lambda} \leq 1,34$	$f_c = (1,0 - 0,278\bar{\lambda}^2)f_{cl}$ para $\bar{\lambda} \leq 1,34$	$f_c = (1,0 - 0,25\bar{\lambda}^2)f_y^*$ para $\bar{\lambda} < \sqrt{2}$ $f_c = \frac{1}{\bar{\lambda}^2}f_y^*$ para $\bar{\lambda} \geq \sqrt{2}$ $\bar{\lambda} = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{f_y^*}{E}}$
	$f_c = \frac{0,9}{\bar{\lambda}^2}f_{cl}$ para $\bar{\lambda} > 1,34$ $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{cl}}{f_E}} = \frac{kL}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{cl}}{E}}$		*para ter em conta a interacção entre a encurvadura local e global $f_y$ deve ser substituído pelo menor de $f_{cle}$ e $f_{cl}$ .
Enc. Local	$f_{cl} = f_y$ , para $\frac{f_y}{f_{cle}} \leq 0,17$		Encurvadura elástica: $f_{cle} = 2C_eEt/D$ , com $C_e = 0,3$
	$f_{cl} = \left(1,047 - 0,274 \frac{f_y}{f_{cle}}\right) f_y$ , para $0,170 < \frac{f_y}{f_{cle}} \leq 1,911$	$f_{cl} = \left(1,047 - 0,274 \frac{f_y}{f_{cle}}\right) f_y$ , para $0,170 < \frac{f_y}{f_{cle}}$	Encurvadura não elástica: $f_{cl} = f_y$ , para $D/t \leq 60$ $f_{cl} = \left(1,64 - 0,23 \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{1}{4}}\right) f_y$ , para $D/t > 60$
	$f_{cl} = f_{cle}$ , para $\frac{f_y}{f_{cle}} > 1,911$		
Coef. Parcial Seg.	$f_{cle} = 2C_eEt/D$ , com $C_e = 0,3$		
	$\gamma_M = 1,15$ , para $\bar{\lambda}_s < 0,5$ $\gamma_M = 0,85 + 0,60\bar{\lambda}_s$ , para $0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1,0$ $\gamma_M = 1,45$ , para $\bar{\lambda}_s > 1,0$ Para compressão isoladamente: $\bar{\lambda}_s = \frac{ \sigma_{c,sd} }{f_{cl}} \lambda_c$ , com: $ \sigma_{c,sd}  = \frac{N_{sd}}{A}$ , e $\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cle}}}$	$\gamma_M = 1,18$	$\gamma_M = \frac{1}{0,85} \approx 1,18$

Como se pode verificar a estrutura das expressões dadas pelas três normas de estruturas offshore é semelhante existindo, no entanto, ligeiras diferenças sobretudo na API nomeadamente em alguns factores e na definição dos limites das expressões. Pode-se concluir

que as três normas fazem a interação da encurvadura global e local, através da redução da tensão de cedência, tendo em conta a susceptibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Esta tensão reduzida ( $f_{cl}$ ) é depois a utilizada para a verificação da encurvadura global. No caso de relações  $D/t$  baixas as normas indicam que a tensão resistente deve ser considerada igual à tensão de cedência do material devendo naturalmente ser verificada a encurvadura global. No que diz respeito à tensão crítica elástica clássica de encurvadura local importa referir que as três normas utilizam para o coeficiente  $C$  o valor de 0,3 quando, como se viu anteriormente, o valor teórico é 0,605 (Equação (3)). A razão desta redução de cerca de 50% é segundo a justificação das normas para ter em conta o efeito das imperfeições iniciais (geométricas, tensões residuais, etc.). No que concerne à encurvadura global verifica-se que a API define para esbeltezas  $\lambda \geq \sqrt{2}$  (e  $D/t \leq 60$ ) uma curva que corresponde à curva crítica de Euler. A ISO e a NORSOK usam este valor reduzido de 10% para esbeltezas  $\lambda > 1,34$  e  $f_y/f_{cle} \leq 0,17$ . Relativamente aos factores de comprimento efectivo ( $k$ ) importa referir que estes são iguais na NORSOK e na ISO, havendo, no entanto, na API alguns casos em que o valor é ligeiramente superior (por exemplo o valor de  $k$  para elementos de contraventamento valem 0,7 e 0,8, respectivamente, para a NORSOK e a ISO e para a API).

Os coeficientes de segurança da NORSOK variam entre 1,15 e 1,45, contudo no caso de se considerar  $N_{sd}/A = f_{cl} \rightarrow \bar{\lambda}_s^2 = f_y/f_{cle} \rightarrow \bar{\lambda}_s = \sqrt{(f_y D)/(0,6E t)}$  e portanto o coeficiente parcial de segurança da NORSOK torna-se mais conservativo que o da ISO, apenas, quando  $(f_y D)/(E t) > 0,182$ .

Como se viu anteriormente, no que respeita aos Eurocódigos a distinção entre os fenómenos de encurvadura local e global são tratados por normas distintas, consoante a classificação das secções, não se fazendo uma interacção directa entre as duas normas. Relativamente ao EC3-1-1 o procedimento consiste em verificar dois casos distintos: a rotura por cedência do material e a, normalmente condicionante, encurvadura global, sendo a resistência, naturalmente, igual ao menor destes dois valores. Relativamente à encurvadura são definidas cinco curvas distintas (Figura 2.1) em função do tipo de elemento em estudo. No caso concreto de elementos tubulares é feita distinção entre os que são acabados a quente e os enformados a frio, em que no primeiro caso as curvas de encurvadura são das menos desfavoráveis dado o comportamento favorável que este tipo de elementos. O coeficiente de redução à encurvadura  $\chi$  fica definido pela curva de encurvadura (através do factor de imperfeição  $\alpha$ ) e pela esbelteza do elemento.

No que diz respeito ao EC3-1-6 este apresenta um procedimento de cálculo relativamente diferente, contudo os princípios gerais são os mesmos. Aqui, é calculada uma tensão característica resistente à encurvadura meridional  $\sigma_{x,Rk}$ , reduzindo a tensão de cedência do material pela multiplicação de um factor de redução de encurvadura meridional  $\chi_x$ . Este factor é definido por curvas de encurvadura local em que os parâmetros que as constituem são especificamente fornecidos para tubos cilíndricos no Eurocódigo. Importa referir que este factor de redução é função das imperfeições do elemento, definidas através de três classes distintas consoante a classe de fabricação do elemento. A esbelteza do elemento é calculada através da tensão crítica elástica clássica ajustando o seu valor através de um coeficiente  $C_x$  que tem em

conta o comprimento adimensional  $\omega$  do elemento (função do comprimento real, do raio e da espessura da secção) e as condições de fronteira no caso de tubos cilíndricos longos. O valor deste coeficiente é 1 para tubos cilíndricos médios e maior e menor que 1, respectivamente para tubos cilíndricos curtos e longos.

As diferenças da resistência dadas pelas duas normas do Eurocódigo, aquando da passagem de uma secção de classe 3 para uma classe 4 será analisada no capítulo seguinte.

Tabela 5.5 – Dimensionamento à compressão pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

	EC3-1-1	EC3-1-6															
Enc. Global	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad e \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	Dispensa verificação se: $\frac{r}{t} \leq 0,03 \frac{E}{f_{yk}}$  $\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}$ $\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}}$ $\sigma_{x,Rk} = \chi_x f_{yk}$ $\chi_x = 1, \quad \text{para } \bar{\lambda}_x \leq \bar{\lambda}_{x0}$ $\chi_x = 1 - \beta \left( \frac{\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_{x0}}{\bar{\lambda}_{xp} - \bar{\lambda}_{x0}} \right)^\eta, \quad \text{para } \bar{\lambda}_{x0} < \bar{\lambda}_x < \bar{\lambda}_{xp}$ $\chi_x = \frac{\alpha_x}{\bar{\lambda}_x^2}, \quad \text{para } \bar{\lambda}_{xp} \leq \bar{\lambda}_x$															
	<p><u>Esforço normal resistente:</u></p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{para cl. 1,2 e 3}$ <p><u>Esforço de encurvadura resistente:</u></p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \quad \text{para cl. 1,2 e 3}$ $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \text{mas } \chi \leq 1,0$ <p style="text-align: center;">Em que:</p> $\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right],$ <p style="text-align: center;">com <math>\alpha = *</math></p> $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_i},$ <p style="text-align: center;">para cl. 1,2 e 3 com:</p> $L_{cr} = kL \quad e \quad \lambda_i = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ <p>*0,21 para secções tubulares acabadas a quente à excepção de aço S460 (<math>\alpha = 0,13</math>). Para secções acabadas a frio <math>\alpha = 0,49</math>.</p>	<p>Em que para tubos cilíndricos:</p> $\bar{\lambda}_{x0} = 0,2; \beta = 0,60; \eta = 1,0$ $\alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91(\Delta w_k/t)^{1,44}}$ $\Delta w_k = \frac{1}{q} \sqrt{\frac{r}{t}}$ <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Classe Fabricação</th> <th>Classe A (Excelente)</th> <th>Classe B (Alta)</th> <th>Classe C (Normal)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Q</td> <td>40</td> <td>25</td> <td>16</td> </tr> </tbody> </table> $\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}}$ $\bar{\lambda}_{xp} = \sqrt{\frac{\alpha_x}{1-\beta}}$ $\sigma_{x,Rcr} = 0,605 E C_x \frac{t}{r}$ $\omega = \frac{l}{\sqrt{r t}}$ $C_x = 1,36 - \frac{1,83}{\omega} + \frac{2,07}{\omega^2}, \quad \text{para } \omega < 1,7$ $C_x = 1,0, \quad \text{para } 1,7 \leq \omega \leq 0,5 \frac{r}{t}$ $C_x = \max \left( 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \left( 1 - 2\omega \frac{t}{r} \right); 0,6 \right), \quad \text{para } \omega \geq 0,5 \frac{r}{t}$ <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>C. Fronteira</th> <th>BC1 – BC1</th> <th>BC1 – BC2</th> <th>BC2 – BC2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>C_{xb}</math></td> <td>6</td> <td>3</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>	Classe Fabricação	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)	Q	40	25	16	C. Fronteira	BC1 – BC1	BC1 – BC2	BC2 – BC2	$C_{xb}$	6	3
Classe Fabricação	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)														
Q	40	25	16														
C. Fronteira	BC1 – BC1	BC1 – BC2	BC2 – BC2														
$C_{xb}$	6	3	1														
C.P.S.	$\gamma_{M0} = 1,0 \quad e \quad \gamma_{M1} = 1,0$	$\gamma_{M1} = 1,1$															

## 5.6 Flexão

No que respeita à flexão o dimensionamento dado pelas normas específicas de offshore e pelo Eurocódigo é apresentado na Tabela 5.6 e Tabela 5.7, respectivamente.

As expressões de cálculo da NORSOK, ISO e API são iguais à excepção do limite das duas primeiras de D/t até 120, enquanto a API estende este limite até D/t de 300. Além disto,

apesar de existir uma aparente diferença nos limites das expressões acima indicadas esta deve-se unicamente à substituição do módulo de elasticidade ( $E$ ) pelo valor de 200 GPa na API (e.g.  $0,0517 \times 200000 = 10340 \text{ MPa}$ ). Na primeira expressão com o limite de  $f_y D/Et \leq 0,0517$  considera-se que o momento resistente é igual do momento plástico uma vez que  $M_{rd}$  passa a ficar, unicamente, em função da tensão de cedência e do módulo de flexão plástico ( $Z$ ), em consequência dos módulos de flexão elásticos ( $W$ ) se anularem quando se substitui a tensão característica à flexão ( $f_m$ ) na expressão do momento resistente. Com o aumento da esbelteza da secção começa a ser feita uma ponderação de ambos os módulos de flexão plástico e elástico, tendo este último uma influência cada vez maior.

Relativamente aos coeficientes parciais de segurança, na NORSOK no caso de se considerar  $M_{sd}/W = f_{cl} \rightarrow \bar{\lambda}_s^2 = f_y/f_{cle} \rightarrow \bar{\lambda}_s = \sqrt{(f_y D)/(0,6E t)}$ . Isto significa que para  $\bar{\lambda}_s < 0,5$  (ou seja  $(f_y D)/(E t) < 0,15$ ) o coeficiente parcial de segurança da NORSOK torna-se mais conservativo 9,5% que o da ISO ( $\gamma_{M,NORSOK}/\gamma_{M,ISO} = 1,15/1,05 = 1,095$ ). Embora a NORSOK não imponha directamente limite a  $\bar{\lambda}_s$ , neste caso este toma o valor máximo de 0,69 (ou  $(f_y D)/(E t) = 0,286$ ), tendo em conta o campo de aplicação da norma a  $f_y$  de 500 MPa e a  $D/t$  de 120. Isto implica um coeficiente de segurança máximo de 1,264, ou seja 20,4% mais conservativo que o da ISO ( $\gamma_{M,NORSOK}/\gamma_{M,ISO} = 1,264/1,05 = 1,204$ ).

Tabela 5.6 – Dimensionamento à flexão pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expr. geral	$\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1,0$ , com:		$M_{Rd} = \frac{f_m W}{\gamma_M}$
	$f_m = \frac{Z}{W} f_y$ , para $\frac{f_y D}{Et} \leq 0,0517$ $f_m = \left(1,13 - 2,58 \left(\frac{f_y D}{Et}\right)\right) \left(\frac{Z}{W}\right) f_y$ , para $0,0517 < \frac{f_y D}{Et} < 0,1034$ $f_m = \left(0,94 - 0,76 \left(\frac{f_y D}{Et}\right)\right) \left(\frac{Z}{W}\right) f_y$ , para $0,1034 < \frac{f_y D}{Et} < 120 \frac{f_y}{E}$		$f_m = \frac{Z}{W} f_y$ , para $D/t \leq 10340/f_y$ $f_m = \left(1,13 - 2,58 \left(\frac{f_y D}{Et}\right)\right) \left(\frac{Z}{W}\right) f_y$ , para $10340/f_y < D/t \leq 20680/f_y$ $f_m = \left(0,94 - 0,76 \left(\frac{f_y D}{Et}\right)\right) \left(\frac{Z}{W}\right) f_y$ , para $20680/f_y < D/t \leq 300$
Coef. Parcial Seg.	$\gamma_M = 1,15$ , para $\bar{\lambda}_s < 0,5$ $\gamma_M = 0,85 + 0,60\bar{\lambda}_s$ , para $0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1,0$ $\gamma_M = 1,45$ , para $\bar{\lambda}_s > 1,0$ Para flexão isoladamente: $\bar{\lambda}_s = \frac{ \sigma_{c,sd} }{f_{cl}} \lambda_c$ , com: $ \sigma_{c,sd}  = \frac{M_{sd}}{W}$ , e $\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cle}}}$	$\gamma_M = 1,05$	$\gamma_M = 1/0,95 \approx 1,05$

Tabela 5.7 - Dimensionamento à flexão pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

	EC3-1-1	EC3-1-6
Expressão geral	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$ , com: $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{f_y W_{pl}}{\gamma_{M0}}$ , para cl. 1 e 2 $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{f_y W_{el,min}}{\gamma_{M0}}$ , para cl. 3	Tratado decompondo o momento flector em tensão meridional de membrana na parede do tubo cilíndrico. $\sigma_x = \pm \frac{M}{\pi r^2 t}$
C.P.S.	$\gamma_{M0} = 1,0$	$\gamma_{M1} = 1,1$

O procedimento para o cálculo da flexão pela EN 1993-1-1 é semelhante às normas offshore uma vez que permite para esbeltezas baixas das secções (classe 1 e 2) a consideração da plastificação total da secção embora a transição seja feita de forma diferente, através das diferentes classes das secções pois na classe 3 já é tido apenas em conta o módulo de flexão elástico e portanto a resistência vale o valor do momento resistente elástico.

No que concerne à EN 1993-1-6 a verificação da encurvadura local é verificada de forma análoga à compressão axial, decomposto o momento flector em tensão meridional de membrana.

## 5.7 Corte

A verificação ao corte, incluindo esforço transversal e torção, é apresentada para as normas offshore e para os Eurocódigos na Tabela 5.8 e Tabela 5.9, respectivamente.

Tabela 5.8 – Dimensionamento ao corte pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expressão geral	<u>Esforço transversal:</u>		
	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1,0$ , com: $V_{Rd} = \frac{A f_y}{2\sqrt{3}\gamma_M}$		
C.P.S.	<u>Torção:</u>		
	$\frac{M_{T,Sd}}{M_{T,Rd}} \leq 1,0$ , com: $M_{T,Rd} = \frac{2 I_p f_y}{D\sqrt{3}\gamma_M}$		
	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,05$	$\gamma_M = 1/0,95 \approx 1,05$

Tabela 5.9 - Dimensionamento ao corte pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

EC3-1-1	EC3-1-6								
<p style="text-align: center;"><u>Esforço transversal:</u></p> $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$ $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}, \text{ com } A_v = \frac{2A}{\pi}$ <p style="text-align: center;"><u>Torção:</u></p> $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$ $T_{Rd} = \frac{2 I_p f_y}{D\sqrt{3}\gamma_{M0}}$ <p style="text-align: center;"><u>Esforço transversal com torção:</u></p> $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0$ $V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{T,Sd}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}\right] V_{pl,Rd}$ $\tau_{T,Ed} = \frac{T_{Ed} D}{2 I_p}$	<p style="text-align: center;">Dispensa verificação se: <math>\frac{r}{t} \leq 0,16 \left[\frac{E}{f_{yk}}\right]^{0,67}</math></p> $\tau_{x\theta,Ed} \leq \tau_{x\theta,Rd}$ $\tau_{x\theta,Rd} = \frac{\tau_{x\theta,Rk}}{\gamma_{M1}}$ $\tau_{x\theta,Rk} = \chi_\tau f_{yk}/\sqrt{3}$ $\chi_\tau = 1, \text{ para } \bar{\lambda}_\tau \leq \bar{\lambda}_{\tau 0}$ $\chi_\tau = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda}_\tau - \bar{\lambda}_{\tau 0}}{\bar{\lambda}_{\tau p} - \bar{\lambda}_{\tau 0}}\right)^\eta, \text{ para } \bar{\lambda}_{\tau 0} < \bar{\lambda}_\tau < \bar{\lambda}_{\tau p}$ $\chi_\tau = \frac{\alpha_\tau}{\bar{\lambda}_\tau^2}, \text{ para } \bar{\lambda}_{\tau p} \leq \bar{\lambda}_\tau$ <p style="text-align: center;">Em que para tubos cilíndricos: <math>\bar{\lambda}_{\tau 0} = 0,4; \beta = 0,60; \eta = 1,0</math></p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Classe Fabricação</th> <th>Classe A (Excelente)</th> <th>Classe B (Alta)</th> <th>Classe C (Normal)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\alpha_\tau</math></td> <td>0,75</td> <td>0,65</td> <td>0,5</td> </tr> </tbody> </table> $\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\tau_{x\theta,Rcr}}}$ $\bar{\lambda}_{\tau p} = \sqrt{\frac{\alpha_\tau}{1-\beta}}$ $\tau_{x\theta,Rcr} = 0,75 EC_\tau \sqrt{\frac{1}{\omega}} \left(\frac{t}{r}\right)$ $\omega = \frac{l}{\sqrt{rt}}$	Classe Fabricação	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)	$\alpha_\tau$	0,75	0,65	0,5
Classe Fabricação	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)						
$\alpha_\tau$	0,75	0,65	0,5						

		$C_{\tau} = \sqrt{1 + \frac{42}{\omega^3}}, \quad \text{para } \omega < 10$ $C_{\tau} = 1,0, \quad \text{para } 10 \leq \omega \leq 8,7 \frac{r}{t}$ $C_{\tau} = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{\omega t}{r}}, \quad \text{para } \omega \geq 8,7 \frac{r}{t}$
C.P.S.	$\gamma_{M0} = 1,0$	$\gamma_{M1} = 1,1$

Relativamente ao corte a NORSOK, ISO e API distinguem o dimensionamento através de duas verificações distintas, uma para o esforço transversal e a outra para a torção. No entanto o dimensionamento relativo a cada um destes esforços é feito nas três normas pelas mesmas expressões, com a única diferença do valor do coeficiente parcial de segurança. No que respeita ao esforço transversal verifica-se que rearranjando as respectivas expressões de resistência as três normas específicas para estruturas *offshore* são relativamente mais conservativas que o EC3-1-1, uma vez que as primeiras fornecem  $V_{Rd} = \frac{1}{2\sqrt{3}} \frac{A f_y}{\gamma_M} \approx 0,289 \frac{A f_y}{\gamma_M}$ , enquanto o EC3-1 dá  $V_{Rd} = \frac{2}{\pi\sqrt{3}} \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \approx 0,368 \frac{A f_y}{\gamma_M}$ . Além disto, os coeficientes parciais de segurança são também no EC3-1-1 menos conservativos. Relativamente à torção a actuar isoladamente, embora o EC3-1-1 não defina directamente a expressão de cálculo indica que o momento torsor actuante deve ser calculado desprezando os efeitos de empenamento por torção (dado tratar-se de uma secção tubular fechada), podendo a resistência a este esforço ser calculada tendo em conta a expressão oferecida pela resistência dos materiais (a qual se indica na tabela) que, no caso de uma actuação isolada deste esforço, equivale à expressão também usada pelas normas específicas de estruturas *offshore* e portanto daqui não provêm diferenças à excepção dos coeficientes parciais de segurança. O EC3-1-1 prevê, ao contrário das normas específicas de estruturas *offshore*, o caso em que o esforço transversal e a torção actuem em simultâneo definindo uma resistência ao esforço transversal reduzida (pela torção).

Para o EC3-1-6 o cálculo da tensão de corte actuante deve ser obtido somando as respectivas tensões de membrana do esforço transversal e da torção. Contudo, aqui o procedimento de cálculo da resistência ao corte nesta norma é consideravelmente diferente das restantes, aproximando-se da metodologia de cálculo da resistência meridional que a norma prescreve através do cálculo de um coeficiente de redução de encurvadura ao corte  $\chi_{\tau}$ , função da esbelteza e, mais uma vez, das imperfeições através da consideração de classes de fabricação distintas. Relativamente ao cálculo da tensão crítica de corte é feito, mais uma vez, um ajuste da tensão elástica teórica através de um coeficiente  $C_{\tau}$  que é função do raio, espessura e do comprimento adimensional  $\omega$ , que é por sua vez função, além dos dois primeiros, função do comprimento real do elemento. Mais uma vez para tubos cilíndricos de comprimento (adimensional) médio este factor de correcção vale 1.

## 5.8 Pressão hidrostática

As normas de estruturas *offshore* têm que estar naturalmente orientadas para o dimensionamento de elementos sujeitos à pressão hidrostática (Tabela 5.10). Comparativamente o Eurocódigo 3 não apresenta, na parte 1-1, indicações de dimensionamento

a este esforço, apesar de na parte 1-6 já considerar a situação de pressão lateral, na qual se pode incluir a acção hidrostática da água (Tabela 5.11).

Tabela 5.10 – Dimensionamento à pressão hidrostática pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expr. geral	$\frac{\sigma_{p,sa}}{f_{h,Rd}} \leq 1,0$ , com: $\sigma_{p,sa} = \frac{p_{sa} D}{2t}$ e $f_{h,Rd} = \frac{f_h}{\gamma_M}$		
	$f_h = f_y$ , para $f_{he} > 2,44f_y$ $f_h = 0,7f_y \left[ \frac{f_{he}}{f_y} \right]^{0,4}$ , para $2,44f_y \geq f_{he} > 0,55f_y$		$f_h = 0,7f_y \left[ \frac{f_{he}}{f_y} \right]^{0,4} \leq f_y$ , para $f_{he} > 0,55f_y$
	$f_h = f_{he}$ , para $f_{he} \leq 0,55f_y$		
	$f_{he} = 2C_h E \frac{t}{D}$ $C_h = 0,44 \frac{t}{D}$ , para $\mu \geq 1,6 \frac{D}{t}$ $C_h = 0,44 \frac{t}{D} + 0,21 \frac{(D/t)^3}{\mu^4}$ , para $0,825 \frac{D}{t} \leq \mu < 1,6 \frac{D}{t}$ $C_h = \frac{0,737}{\mu - 0,579}$ , para $1,5 \leq \mu < 0,825 \frac{D}{t}$ $C_h = 0,80$ , para $\mu < 1,5$ $\mu = \frac{L^*}{D} \sqrt{\frac{2D}{t}}$		
	*L corresponde ao comprimento entre rigidificadores anelares, diafragmas ou ligações de extremidade.		
Coef. Parcial Seg.	$\gamma_M = 1,15$ , para $\bar{\lambda}_s < 0,5$ $\gamma_M = 0,85 + 0,60\bar{\lambda}_s$ , para $0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1,0$ $\gamma_M = 1,45$ , para $\bar{\lambda}_s > 1,0$ Para pressão hidrostática isoladamente: $\bar{\lambda}_s = \left( \frac{\sigma_{p,sa}}{f_h} \right)^2 \lambda_h$ , com: $\lambda_h = \sqrt{\frac{f_y}{f_{he}}}$	$\gamma_M = 1,25$	$\gamma_M = 1/0,80 = 1,25$

Importa referir que a ISO 19902 na expressão 13.2-28 (segunda expressão de  $C_h$  na Tabela 5.10) contém uma gralha, aqui corrigida. Esta tem que ver com o facto de na segunda parcela o parâmetro geométrico  $\mu$  ter sido colocado, erradamente, a multiplicar quando deveria estar a dividir. Isto foi perceptível pela comparação com as outras normas, bem como aquando do cálculo de  $C_h$  surgir uma discrepância na passagem de um limite para o outro.

As fórmulas de cálculo da capacidade resistente à pressão hidrostática são iguais nas três normas offshore (à excepção do valor do coeficiente de segurança), existindo uma diferença (apenas aparente) na API relativamente às outras duas normas, que tem que ver com os limites das expressões da tensão resistente à encurvadura circunferencial ( $f_h$ ). Isto porque ao estabelecer a API que  $f_h$  toma no máximo o valor da tensão de cedência ( $f_y$ ) é equivalente a definir que  $f_h = f_y$  a partir de tensões críticas elásticas de encurvadura circunferencial ( $f_{he}$ ) iguais a 2,44 vezes  $f_y$  como o fazem a NORSOK e a ISO.

O ajuste das tensões críticas elásticas é feito a partir do coeficiente elástico de encurvadura circunferencial  $C_h$  que é função além da relação  $D/t$ , do comprimento do elemento entre rigidificadores anelares, diafragmas ou ligações de extremidade. Analisando com cuidado as respectivas expressões algumas conclusões saltam à vista. Em primeiro lugar verifica-se que para valores do parâmetro geométrico  $\mu \geq 1,6 D/t$  a tensão crítica elástica de encurvadura

circunferencial ( $f_{he}$ ) vale 80% do valor teórico para tubos cilíndricos longos ( $f_{he} = 1,1E(t/D)^2$ ). Para os restantes valores do coeficiente  $C_h$  estes são, segundo o indicado na ISO (ISO, 2007), também limites conservativos relativamente aos valores teóricos, sendo que os dois intervalos intermédios de  $C_h$  (entre os casos extremos de tubos cilíndricos longos e curtos) são, como seria de esperar, função do comprimento do elemento susceptível de encurvar circunferencialmente. Este aspecto traduz a particular sensibilidade que o comprimento tem na resistência destes elementos quando sujeitos a pressão hidrostática.

Relativamente aos coeficientes parciais de segurança, na NORSOK no caso de se considerar  $\sigma_{p,sa}/f_h = 1 \rightarrow \bar{\lambda}_s = \lambda_h$  ou seja  $\bar{\lambda}_s = \sqrt{f_y/f_{he}} = \sqrt{f_y D/(2C_h Et)}$ . Isto significa que quando  $\bar{\lambda}_s = 0,5$ , ou seja  $f_y D/(Et) = 0,5C_h$  a NORSOK é menos conservativa 8% que a ISO e a API ( $\gamma_{M,NORSOK}/\gamma_{M,ISO} = 1,15/1,25 = 0,92$ ). Verifica-se que  $\gamma_{M,NORSOK}/\gamma_{M,ISO} > 1$  para  $\bar{\lambda}_s > 0,667$ , ou seja quando  $f_y D/(Et) > 0,9C_h$ . Analogamente quando  $\bar{\lambda}_s = 1$ , ou seja  $f_y D/(Et) = 2C_h$  a NORSOK é mais conservativa que a ISO e a API 16% ( $\gamma_{M,NORSOK}/\gamma_{M,ISO} = 1,45/1,25 = 1,16$ ).

Tabela 5.11 – Dimensionamento à pressão hidrostática pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

		EC3-1-1	EC3-1-6													
Enc. Circunferencial	Sem indicações para o dimensionamento a este esforço.		Dispensa verificação se: $\frac{r}{t} \leq 0,21 \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$  $\sigma_{\theta,Ed} \leq \sigma_{\theta,Rd}$ $\sigma_{\theta,Rd} = \frac{\sigma_{\theta,Rk}}{\gamma_{M1}}$ $\sigma_{\theta,Rk} = \chi_{\theta} f_{yk}$ $\chi_{\theta} = 1, \quad \text{para } \bar{\lambda}_{\theta} \leq \bar{\lambda}_{\theta 0}$ $\chi_{\theta} = 1 - \beta \left( \frac{\bar{\lambda}_{\theta} - \bar{\lambda}_{\theta 0}}{\bar{\lambda}_{\theta p} - \bar{\lambda}_{\theta 0}} \right)^{\eta}, \text{ para } \bar{\lambda}_{\theta 0} < \bar{\lambda}_{\theta} < \bar{\lambda}_{\theta p}$ $\chi_{\theta} = \frac{\alpha_{\theta}}{\bar{\lambda}_{\theta}^2}, \quad \text{para } \bar{\lambda}_{\theta p} \leq \bar{\lambda}_{\theta}$  Em que para tubos cilíndricos: $\bar{\lambda}_{\theta 0} = 0,4; \beta = 0,60; \eta = 1,0$													
			<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Classe Fabricação</th> <th>Classe A (Excelente)</th> <th>Classe B (Alta)</th> <th>Classe C (Normal)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\alpha_{\theta}</math></td> <td>0,75</td> <td>0,65</td> <td>0,5</td> </tr> </tbody> </table>				Classe Fabricação	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)	$\alpha_{\theta}$	0,75	0,65	0,5		
Classe Fabricação	Classe A (Excelente)	Classe B (Alta)	Classe C (Normal)													
$\alpha_{\theta}$	0,75	0,65	0,5													
			$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{\theta,Rcr}}}$ $\bar{\lambda}_{\theta p} = \sqrt{\frac{\alpha_{\theta}}{1-\beta}}$  $\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92E \frac{C_{\theta s} t}{\omega r}, \quad \text{para } \frac{\omega}{C_{\theta}} < 20$ $\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92E \frac{C_{\theta} t}{\omega r}, \quad \text{para } 20 \leq \frac{\omega}{C_{\theta}} < 1,63 \frac{r}{t}$ $\sigma_{\theta,Rcr} = E \left( \frac{t}{r} \right)^2 \left[ 0,275 + 2,03 \left( \frac{C_{\theta} r}{\omega t} \right)^4 \right], \text{ para } \frac{\omega}{C_{\theta}} > 1,63 \frac{r}{t}$  $\omega = \frac{l}{\sqrt{rt}}$													
			<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>C. Fronteira</th> <th>BC1 – BC1</th> <th>BC1 – BC2</th> <th>BC2 – BC2</th> <th>BC1 – BC3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>C_{\theta s}</math></td> <td><math>1,5 + \frac{10}{\omega^2} - \frac{5}{\omega^3}</math></td> <td><math>1,25 + \frac{8}{\omega^2} - \frac{4}{\omega^3}</math></td> <td><math>1,0 + \frac{3}{\omega^{1,35}}</math></td> <td><math>0,6 + \frac{1}{\omega^2} - \frac{0,3}{\omega^3}</math></td> </tr> </tbody> </table>				C. Fronteira	BC1 – BC1	BC1 – BC2	BC2 – BC2	BC1 – BC3	$C_{\theta s}$	$1,5 + \frac{10}{\omega^2} - \frac{5}{\omega^3}$	$1,25 + \frac{8}{\omega^2} - \frac{4}{\omega^3}$	$1,0 + \frac{3}{\omega^{1,35}}$	$0,6 + \frac{1}{\omega^2} - \frac{0,3}{\omega^3}$
C. Fronteira	BC1 – BC1	BC1 – BC2	BC2 – BC2	BC1 – BC3												
$C_{\theta s}$	$1,5 + \frac{10}{\omega^2} - \frac{5}{\omega^3}$	$1,25 + \frac{8}{\omega^2} - \frac{4}{\omega^3}$	$1,0 + \frac{3}{\omega^{1,35}}$	$0,6 + \frac{1}{\omega^2} - \frac{0,3}{\omega^3}$												



		C. Fronteira	BC1 – BC1	BC1 – BC2	BC2 – BC2	BC1 – BC3	BC2 – BC3	BC3 – BC3
		$C_\theta$	1,5	1,25	1,0	0,6	0,0	0,0
C.P.S.	-	$\gamma_{M1} = 1,1$						

A resistência à pressão lateral no EC3-1-6 é, analogamente ao procedimento da norma para os outros esforços, feito à custa da aplicação de um coeficiente de redução à encurvadura circunferencial ( $\chi_\theta$ ) que é função da esbelteza do elemento ( $\bar{\lambda}_\theta$ ) calculada tendo em conta a tensão crítica elástica à encurvadura circunferencial ( $\sigma_{\theta,Rcr}$ ) que é neste caso dependente do comprimento do tubo cilíndrico, sendo que para tubos curtos a influência das condições de fronteira passa a ser considerada através do coeficiente  $C_{\theta S}$ .

## 5.9 Tracção + flexão

A interacção entre a tracção e a flexão é feita como apresentado seguidamente.

Tabela 5.12 – Dimensionamento à interacção Tracção + Flexão pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expressão geral	$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}}\right)^{1,75} + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{M_{Rd}} \leq 1,0$	$\frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{M_{Rd}} \leq 1,0$	$1 - \cos\left[\frac{\pi}{2} \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}}\right] + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{M_{Rd}} \leq 1,0$
C.P.S.	Considerados no cálculo das resistências à tracção ( $N_{t,Rd}$ ) e à flexão ( $M_{Rd}$ ). Ver subcapítulos respectivos.		

Tabela 5.13 – Dimensionamento à interacção Tracção + Flexão pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

	EC3-1-1	EC3-1-6
Tracção + flexão	Análogo ao cálculo de compressão + flexão (ver Subcapítulo 5.10).	Tratado decompondo o momento flector e a força de tracção em tensão meridional de membrana na parede do tubo cilíndrico. $\sigma_x = \pm \frac{M}{\pi r^2 t} \pm \frac{F_x}{2\pi r t}$

Nas normas de estruturas *offshore* nota-se que, além das diferenças dos coeficientes parciais de segurança (referidos anteriormente), existem diferenças ao nível da formulação da interacção entre as três normas mais concretamente na parcela respeitante à tracção.

No que concerne ao Eurocódigo na parte 1-1 esta é feita analogamente ao estabelecido para a interacção compressão + flexão apresentada no Subcapítulo 5.10, enquanto para a parte 1-6 a encurvadura local deve ser verificada através da conversão dos esforços em tensão meridional e verificada do mesmo modo do indicado no Subcapítulo 5.5.

## 5.10 Compressão + flexão

O dimensionamento de um elemento sujeito conjuntamente a esforços de compressão e flexão é feito através do indicado na Tabela 5.14 e Tabela 5.15, respectivamente para as normas *offshore* e para o Eurocódigo 3.

Tabela 5.14 – Dimensionamento à interacção Compressão + Flexão pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expr. geral	$\frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{1}{M_{Rd}} \left\{ \left[ \frac{C_{my} M_{y,Sd}}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Ey}}} \right]^2 + \left[ \frac{C_{mz} M_{z,Sd}}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Ez}}} \right]^2 \right\}^{0,5} \leq 1,0$ $\frac{N_{Sd}}{N_{cl,Rd}} + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{M_{Rd}} \leq 1,0$		$\frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{1}{M_{Rd}} \left\{ \left[ \frac{C_{my} M_{y,Sd}}{1 - \frac{N_{Sd} \gamma_M}{N_{Ey}}} \right]^2 + \left[ \frac{C_{mz} M_{z,Sd}}{1 - \frac{N_{Sd} \gamma_M}{N_{Ez}}} \right]^2 \right\}^{0,5} \leq 1,0$ $1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{N_{Sd}}{N_{cl,Rd}} \right] + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{M_{Rd}} \leq 1,0$ $N_{Sd} < N_{cl,Rd}$
	$N_{cl,Rd} = \frac{f_{cl} A}{\gamma_M} \quad e \quad N_{Ey} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{kl}{i}\right)_y^2} \quad e \quad N_{Ez} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{kl}{i}\right)_z^2}$		
Coef. Parcial Seg.	$\gamma_M = 1,15, \text{ para } \bar{\lambda}_s < 0,5$ $\gamma_M = 0,85 + 0,60\bar{\lambda}_s, \text{ para } 0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1,0$ $\gamma_M = 1,45, \text{ para } \bar{\lambda}_s > 1,0$ <p>Para compressão e flexão apenas:</p> $\bar{\lambda}_s = \frac{ \sigma_{c,Sd} }{f_{cl}} \lambda_c, \text{ com:}$ $ \sigma_{c,Sd}  = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{W},$ $e \quad \lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cle}}}$	$\gamma_M = 1,18$	$\gamma_M = \frac{1}{0,85} \approx 1,18$
	<p>Nota: Os coeficientes parciais de segurança naturalmente implícitos na utilização das resistências (<math>N_{c,Rd}</math> e <math>M_{Rd}</math>) são avaliados de acordo com o estabelecido anteriormente. (Ver subcapítulos respectivos).</p>		

Como se pode verificar o dimensionamento estabelecido pela NORSOK, ISO e API é bastante semelhante, sendo mesmo igual, à excepção dos coeficientes parciais de segurança, nas duas primeiras normas. A verificação é feita através de duas expressões, sendo a primeira relativa à avaliação da estabilidade (sendo que depois de rearranjada a expressão da API apresenta uma ligeira diferença no uso dos coeficientes parciais de segurança) enquanto a segunda expressão referente à avaliação da resistência das secções tem para a NORSOK e para a ISO uma forma linear enquanto para API é feito uso da função co-seno. Na verificação da interacção da compressão com a flexão a influência das condições de fronteira é tida em conta através do uso dos coeficientes de redução do momento para cada direcção  $C_{my}$  e  $C_{mz}$ .

Tabela 5.15 – Dimensionamento à interacção Compressão + Flexão pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

EC3-1-1	EC3-1-6
<p>Flexão desviada:</p> $\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$ <p>Para secções tubulares circulares: <math>\alpha = \beta = 2</math></p> $M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7}), \text{ com } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ <p>No caso de secções classe 3, sem esforço transversal a tensão longitudinal deve satisfazer: <math>\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}</math>.</p>	

C.P.S.	<p><i>Flexão desviada composta:</i></p> $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$ <p>Segundo o método 2 em elementos não susceptíveis de sofrer deformações por torção, os factores de interacção valem:</p> <table border="1" data-bbox="395 533 1129 884"> <thead> <tr> <th></th> <th>Propriedades elásticas (cl.3 e 4)</th> <th>Propriedades plásticas (cl.1 e 2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>k_{yy}</math></td> <td> <math>C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math>  <math>\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math> </td> <td> <math>C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math>  <math>\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math> </td> </tr> <tr> <td><math>k_{yz}</math></td> <td><math>k_{zz}</math></td> <td><math>0,6 k_{zz}</math></td> </tr> <tr> <td><math>k_{zy}</math></td> <td><math>0,8 k_{yy}</math></td> <td><math>0,6 k_{yy}</math></td> </tr> <tr> <td><math>k_{zz}</math></td> <td> <math>C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math>  <math>\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math> </td> <td> <math>C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math>  <math>\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)</math> </td> </tr> </tbody> </table> <p>Os factores <math>C_m</math> são definidos no EC em função da forma do diagrama de momentos flectores.</p>		Propriedades elásticas (cl.3 e 4)	Propriedades plásticas (cl.1 e 2)	$k_{yy}$	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$k_{yz}$	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$	$k_{zy}$	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$	$k_{zz}$	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	<p>Tratado decompondo o momento flector e a força de compressão em tensão meridional de membrana na parede do tubo cilíndrico.</p> $\sigma_x = \pm \frac{M}{\pi r^2 t} \pm \frac{F_x}{2 \pi r t}$
	Propriedades elásticas (cl.3 e 4)	Propriedades plásticas (cl.1 e 2)															
$k_{yy}$	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$															
$k_{yz}$	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$															
$k_{zy}$	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$															
$k_{zz}$	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$															

Relativamente ao EC3-1-1, em elementos não susceptíveis de sofrerem encurvadura lateral como é o caso dos elementos tubulares circulares, em que não há empenamento por torção, o coeficiente de redução de encurvadura lateral  $\chi_{LT}$  deve ser assumido com o valor de 1,0. Por esta mesma razão os coeficientes de interacção devem ser determinados tendo em conta este aspecto, sendo que o Eurocódigo faz a distinção entre elementos susceptíveis e não susceptíveis de sofrerem de deformações por torção. Sendo que a avaliação de cl.4 é feita pela norma EN 1993-1-6 os factores  $\Delta M_{i,Ed}$  não são tidos em conta no dimensionamento de classes 1, 2 e 3.

No que se refere à parte 1-6 do EC3 os fenómenos de encurvadura local devem ser verificados, mais uma vez, através da conversão dos esforços em tensão meridional e verificada do mesmo modo do indicado no Subcapítulo 5.5.

### 5.11 Esforço transversal + Flexão + Torção

A interacção do esforço transversal, flexão e torção é feita através do disposto na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Dimensionamento à interacção Esforço transversal + Flexão + Torção

NORSOK N-004	EC3-1-1	EC3-1-6	Restante normas
No caso da direcção dos vectores de esforço transversal e momento flector serem ortogonais dentro de $\pm 20^\circ$ , deve ser satisfeito:	No caso de: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$ O efeito do esforço transversal sobre o momento flector resistente poderá ser desprezado (considerando que a	Através do disposto no Subcapítulo 5.13 considerando	Sem indicações específicas para estes esforços

C.P.S.	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq \sqrt{1,4 - \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}}, \text{ para } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \geq 0,4$ $\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,0, \text{ para } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} < 0,4$ <p>Na presença de torção a resistência ao momento flector deve ser reduzida, através de:</p> $M_{Red,Rd} = \frac{W f_{m,Red}}{\gamma_M}$ $f_{m,Red} = f_m \sqrt{1 - 3 \left( \frac{\tau_{T,Sd}}{f_y / \gamma_M} \right)^2}$ $\tau_{T,Sd} = \frac{M_{T,Sd}}{2\pi R^2 t}$	<p>resistência da secção não é reduzida por encurvadura por esforço transverso).</p> <p>Caso contrário: <math>\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} &gt; 0,5</math></p> <p>Adoptar uma tensão de cedência reduzida na área resistente ao esforço transverso:</p> $(1 - \rho) f_y, \text{ com } \rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ <p><u>Na presença de torção:</u></p> $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ ou}$ $\rho = 0, \text{ se } \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 0,5$	<p>as tensões não actuantes com o valor zero.</p>	<p>actuando em simultâneo.</p>
--------	---	---	---	--------------------------------

Neste aspecto a filosofia da NORSOK e do EC3-1-1 é semelhante, sendo que em ambas, no caso do esforço transverso ser reduzido (40 e 50% da esforço transverso resistente, para a NORSOK e o EC3-1-1, respectivamente), o efeito do esforço transverso sobre o momento flector resistente poderá ser desprezado. Caso contrário, a interacção do esforço transverso e momento flector deve ser efectuada, sendo que na presença de torção é feita na NORSOK e no EC3-1-1 a redução da resistência ao momento flector através de uma tensão resistente reduzida.

## 5.12 Tracção + Flexão + Pressão hidrostática (+ Corte)

No que diz respeito à consideração da pressão hidrostática juntamente com outros esforços existe na NORSOK e na ISO a possibilidade de considerar os esforços axiais devido às extremidades fechadas dos elementos durante a avaliação dos esforços ou posteriormente. Por outras palavras, importa ter em conta se os esforços axiais de dimensionamento têm ou não em conta a componente provocada pela pressão hidrostática em elementos de extremidades fechadas. No primeiro caso as denominadas tensões de extremidade fechada podem ser aproximadas com metade do valor das tensões circunferenciais provocadas pela pressão hidrostática. Considerando que os esforços axiais de já têm esta componente incluída, tem-se:

Tabela 5.17 - Dimensionamento à interacção Tracção + Flexão + Pressão hidrostática pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)
Expr. geral	$\frac{\sigma_{ac,Sd}}{f_{th,Rd}} + \frac{\sqrt{\sigma_{my,Sd}^2 + \sigma_{mz,Sd}^2}}{f_{mh,Rd}} \leq 1,0$ $\sigma_{my,Sd} = \frac{M_{y,Sd}}{W} \text{ e } \sigma_{mz,Sd} = \frac{M_{z,Sd}}{W}$ $f_{th,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M,t}} \left( \sqrt{1 + 0,09B^2 - B^{2\eta}} - 0,3B \right)$ $f_{mh,Rd} = \frac{f_m}{\gamma_{M,m}} \left( \sqrt{1 + 0,09B^2 - B^{2\eta}} - 0,3B \right)$ $B = \frac{\sigma_{p,Sd}}{f_{h,Rd}}, \text{ com } f_{h,Rd} = \frac{f_h}{\gamma_{M,h}} \text{ e } B \leq 1$ $\eta = 5 - 4 \frac{f_h}{f_y}$		$A^2 + B^{2\eta} + 2v A B \leq 1,0$ $A = \frac{f_t + f_m - (0,5f_h)^*}{\frac{f_y}{\gamma_{M,t}}}$ $B = \frac{\gamma_{M,h} \sigma_{p,Sd}}{f_h}$ $v = 0,3 \text{ (Coef. Poisson)}$ $\eta = 5 - 4 \frac{f_h}{f_y}$ <p>*Considerando a componente axial de extremidade fechada já incluída nos esforços axiais, esta parcela deve ser desprezada.</p>

Coef. Parcial Seg.	$\gamma_{M,t} = \gamma_{M,m} = \gamma_{M,h} = \gamma_M$ $\gamma_M = 1,15, \text{ para } \bar{\lambda}_s < 0,5$ $\gamma_M = 0,85 + 0,60\bar{\lambda}_s, \text{ para } 0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1,0$ $\gamma_M = 1,45, \text{ para } \bar{\lambda}_s > 1,0$ $\bar{\lambda}_s = \frac{ \sigma_{c,sd} }{f_{ct}} \lambda_c + \left(\frac{\sigma_{p,sd}}{f_h}\right)^2 \lambda_h, \text{ com:}$ $ \sigma_{c,sd}  = \frac{N_{sd}}{A} + \sqrt{\frac{M_{y,sd}^2 + M_{z,sd}^2}{W}}$ <p>(<math>N_{sd}</math> é negativo no caso de tracção).</p> $\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cle}}} \text{ e } \lambda_h = \sqrt{\frac{f_y}{f_{he}}}$	$\gamma_{M,t} = 1,05$ $\gamma_{M,m} = 1,05$ $\gamma_{M,h} = 1,25$	$\gamma_{M,t} = \gamma_{M,m} = 1/0,95 \approx 1,05$ $\text{e } \gamma_{M,h} = 1/0,8 \approx 1,25$
--------------------------	--	---	---

Através da análise das expressões acima apresentadas é possível verificar que as diferenças entre a NORSOK e a ISO se devem apenas aos coeficientes parciais de segurança, pelo contrário a expressão de interacção da API tem uma estrutura diferente. Aqui é, ainda, possível verificar que a pressão hidrostática tem influência quer na contabilização nos esforços de tracção (compressão introduzida pelas extremidades fechadas) quer na redução da resistência à tracção e flexão.

Tabela 5.18 - Dimensionamento à interacção Tracção + Flexão + Pressão hidrostática pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

	EC3-1-1	EC3-1-6
Tracção + flexão + P.H.	Sem consideração da pressão hidrostática.	<p>A tracção e a flexão devem ser convertidos em tensão meridional. Se <math>\sigma_{x,Ed}</math> e <math>\sigma_{\theta,Ed}</math>* tomam valores de tracção devem ser considerados como zero na expressão de interacção efectuada relativamente à compressão + flexão + pressão hidrostática (+ corte) (ver Subcapítulo 5.13).</p> <p>*No caso da pressão hidrostática esta tensão não apresenta esforços de tracção.</p>

No que concerne ao Eurocódigo a parte 1-1, como já se tinha referido, não apresenta indicações para a contabilização da pressão hidrostática. Por outro lado, a parte 1-6 permite ter em conta estes esforços convertendo-os nas tensões relevantes (meridional e circunferencial) para a verificação da interacção de acordo com o indicado no Subcapítulo seguinte.

### 5.13 Compressão + flexão + Pressão hidrostática (+ corte)

Um elemento sujeito simultaneamente a esforços de compressão, flexão, pressão hidrostática e corte (no caso do EC3-1-6) deve ser dimensionado de acordo com o prescrito na Tabela 5.19 e Tabela 5.20, respectivamente para as normas *offshore* e Eurocódigo.

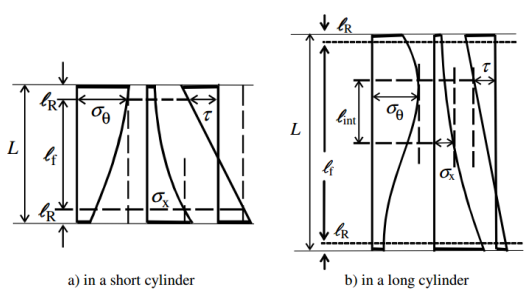
Tabela 5.19 - Dimensionamento à interacção Compressão + Flexão + Pressão hidrostática pela NORSOK, ISO e API

	NORSOK N-004	ISO 19902	API RP 2A (LRFD)	
Expr. geral	<p>Para <math>\sigma_{ac,Sd} &gt; \sigma_{q,Sd}</math>:</p> <p>Em que <math>\sigma_{ac,Sd}</math> é a tensão axial de dimensionamento que contém a tensão axial (<math>\sigma_{q,Sd}</math>) dos efeitos de extremidade fechada (“capped-end”) devido à pressão hidrostática.</p> $\frac{\sigma_{ac,Sd} - \sigma_{q,Sd}}{f_{ch,Rd}} + \frac{1}{f_{mh,Rd}} \left[ \left( \frac{C_{my}\sigma_{my,Sd}}{1 - \frac{\sigma_{ac,Sd} - \sigma_{q,Sd}}{f_{Ey}}} \right)^2 + \left( \frac{C_{mz}\sigma_{mz,Sd}}{1 - \frac{\sigma_{ac,Sd} - \sigma_{q,Sd}}{f_{Ez}}} \right)^2 \right]^{0,5} \leq 1,0$ $\frac{\sigma_{ac,Sd}}{f_{cl,Rd}} + \sqrt{\frac{\sigma_{my,Sd}^2 + \sigma_{mz,Sd}^2}{f_{mh,Rd}}} \leq 1,0, \text{ com:}$ $\sigma_{q,Sd} = 0,5\sigma_{p,Sd}$ $f_{ch,Rd} = \frac{1}{2} \frac{f_{cl}}{\gamma_{M,c}} \left[ \xi - \frac{2\sigma_{q,Sd}}{f_{cl}} + \sqrt{\xi^2 + 1,12 \bar{\lambda}^2 \frac{\sigma_{q,Sd}}{f_{cl}}} \right], \text{ para } \bar{\lambda} < 1,34 \sqrt{\left[ 1 - \frac{2\sigma_{q,Sd}}{f_{cl}} \right]^{-1}}$ $f_{ch,Rd} = \frac{0,9}{\bar{\lambda}^2} \frac{f_{cl}}{\gamma_{M,c}}, \text{ para } \bar{\lambda} \geq 1,34 \sqrt{\left[ 1 - \frac{2\sigma_{q,Sd}}{f_{cl}} \right]^{-1}}$ $f_{Ey} = N_{Ey}/A ; f_{Ez} = N_{Ez}/A$		<p>Devem ser verificadas as condições de interacção compressão + flexão e verificada a resistência à pressão hidrostática. Na verificação da compressão + flexão a primeira condição dessa verificação (Tabela 5.14) não deve incluir a contribuição da pressão hidrostática para o esforço axial: <math>\sigma_{q,Sd} = 0,5\sigma_{p,Sd}</math>. Contudo as outras duas já devem ter esta tensão em consideração.</p> <p>Adicionalmente, quando:</p> $\sigma_{c,Sd} > 0,5 \frac{f_{he}}{\gamma_{M,h}}$ <p>Deve ser verificada também:</p>	
	$\xi = 1 - 0,28\bar{\lambda}^2$			$\xi = 1 - 0,278\bar{\lambda}^2$
	<p>Para <math>\sigma_{ac,Sd} \leq \sigma_{q,Sd}</math>:</p> $\frac{\sigma_{ac,Sd}}{f_{cl,Rd}} + \sqrt{\frac{\sigma_{my,Sd}^2 + \sigma_{mz,Sd}^2}{f_{mh,Rd}}} \leq 1,0$ <p>Em ambas as situações, quando:</p> $\sigma_{c,Sd} > 0,5 \frac{f_{he}}{\gamma_{M,h}} \text{ e } \frac{f_{cle}}{\gamma_{M,c}} > 0,5 \frac{f_{he}}{\gamma_{M,h}}, \text{ com: } \sigma_{c,Sd} = \sigma_{m,Sd} + \sigma_{ac,Sd}$ <p>Deve também ser verificada a condição:</p>			
	$\frac{\sigma_{c,Sd} - 0,5 \frac{f_{he}}{\gamma_{M,h}}}{\frac{f_{cle}}{\gamma_{M,c}} - 0,5 \frac{f_{he}}{\gamma_{M,h}}} + \left[ \frac{\sigma_{p,Sd}}{\frac{f_{he}}{\gamma_{M,h}}} \right]^2 \leq 1,0$			
Coef. Parcial Seg.	$\gamma_{M,c} = \gamma_{M,m} = \gamma_{M,h} = \gamma_M$ $\gamma_M = 1,15, \text{ para } \bar{\lambda}_s < 0,5$ $\gamma_M = 0,85 + 0,60\bar{\lambda}_s, \text{ para } 0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1,0$ $\gamma_M = 1,45, \text{ para } \bar{\lambda}_s > 1,0$ $\bar{\lambda}_s = \frac{ \sigma_{c,Sd} }{f_{cl}} \lambda_c + \left( \frac{\sigma_{p,Sd}}{f_h} \right)^2 \lambda_h, \text{ com:}$ $ \sigma_{c,Sd}  = \frac{N_{sd}}{A} + \sqrt{\frac{M_y^2 + M_z^2}{W}}$ <p>(<math>N_{sd}</math> é positivo no caso de compressão).</p> $\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cle}}} \text{ e } \lambda_h = \sqrt{\frac{f_y}{f_{he}}}$	$\gamma_{M,c} = 1,18$ $\gamma_{M,m} = 1,05$ $\gamma_{M,h} = 1,25$	$\gamma_{M,c} = 1/0,85 \approx 1,18$ $\gamma_{M,m} = 1/0,95 \approx 1,05$ $\gamma_{M,h} = 1/0,8 \approx 1,25$	

A verificação a esta interacção é feita com as expressões utilizadas para a verificação da interacção da compressão com flexão (neste caso traduzida em termos de tensões), sendo que agora as resistências são reduzidas para ter em conta a influência da pressão hidrostática. Verificando-se que na primeira expressão (relativa à avaliação da estabilidade) os esforços axiais de cálculo não entram com o efeito das extremidades fechadas, isto é, considera-se que a compressão devido às extremidades fechadas resultante da pressão hidrostática não produz

encurvadura global, apesar da resistência  $f_{ch,Rd}$  ser reduzida pela contribuição de  $\sigma_{q,Sd}$  devido a uma mais rápida plastificação do material. Quando a API indica que na verificação da compressão + flexão a primeira condição lá estabelecida (Tabela 5.14) não deve incluir a contribuição da pressão hidrostática para o esforço axial observa-se que se obtém uma expressão semelhante à primeira expressão na coluna à esquerda nesta tabela (para a NORSOK e a ISO), à excepção das resistências  $f_{ch,Rd}$  e  $f_{mh,Rd}$  que têm na NORSOK e na ISO a consideração do efeito da pressão hidrostática.

Tabela 5.20 - Dimensionamento à interacção Compressão + Flexão + Pressão hidrostática + corte pelo EC3-1-1 e EC3-1-6

EC3-1-1	EC3-1-6
<p>Sem indicações para a consideração da pressão hidrostática.</p>	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1$ <p>Quando <math>\sigma_{x,Ed}</math> e <math>\sigma_{\theta,Ed}</math> tomam valores de tracção, estas tensões devem ser considerados como zero. (No caso da pressão hidrostática <math>\sigma_{\theta,Ed}</math> não apresenta tensões de tracção).</p> $k_x = 1,25 + 0,75\chi_x$ $k_\theta = 1,25 + 0,75\chi_\theta$ $k_\tau = 1,25 + 0,75\chi_\tau$ $k_i = (\chi_x\chi_\theta)^2$ <p>A verificação da interacção das três tensões de membrana pode ser desprezada num comprimento <math>l_R</math> adjacente às fronteiras.</p> $l_R = \min(0,1L ; 0,16r\sqrt{r/t})$ <p>No caso de tubos cilíndricos longos (<math>\omega &gt; 0,5r/t</math>) as tensões a considerar na verificação da interacção podem ser restringidas a qualquer secção de comprimento <math>l_{int} = 1,3r\sqrt{r/t}</math> dentro de <math>l_f = L - 2l_R</math>.</p> <div style="text-align: center;">  <p>a) in a short cylinder      b) in a long cylinder</p> </div> <p>Figura 5.1 - Interação das componentes de tensão de membrana (EN 1993-1-6, 2007)</p>
C.P.S.	-

Relativamente ao EC3-1-6 a interacção que este prevê tem em conta a encurvadura por compressão meridional, por compressão circunferencial e por corte, ou seja, além da compressão, flexão e pressão hidrostática permite também considerar o corte. A expressão prevista por esta norma apresenta uma estrutura significativamente distinta, desde logo por não ter em conta os efeitos de encurvadura global.

## 6 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

### 6.1 Comparação da resistência dada pela ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

A variação paramétrica utilizada nesta análise teve como objectivo abranger todas as classes de secções e verificar os limites de aplicabilidade da ISO, sendo esta a norma com o limite de  $D/t$  mais restrito ( $<120$ ). Além disso, esta parametrização procurou contemplar as situações a que estas estruturas estão usualmente sujeitas, quer em termos de geometria quer em termos de profundidade em que são instaladas. Assim sendo, a variação da geometria foi obtida mantendo constante o diâmetro de 1,5 m e variando a espessura ( $t$ ) da parede das secções de 12,5 a 54,5 mm com incrementos de 4 mm. Para cada um destas secções estabeleceu-se um comprimento de 5, 15 e 25 m para que possam ser devidamente diferenciados os fenómenos de encurvadura locais dos globais. O efeito da pressão hidrostática foi considerado através de uma pressão lateral correspondente às profundidades de 50, 100 e 200 m. Compilando o que se referiu na tabela seguinte, tem-se:

Tabela 6.1 – Variação paramétrica para a comparação da ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

D (m)	t (mm)	D/t	Classe da secção	L (m)	Profundidade (m)
1,5	12,5	120	Classe 4	5	50
1,5	18,5	81,08	Classe 4	15	100
1,5	24,5	61,22	Classe 4	25	200
1,5	30,5	49,18	Classe 3		
1,5	36,5	41,10	Classe 2		
1,5	42,5	35,29	Classe 2		
1,5	48,5	30,93	Classe 1		
1,5	54,5	27,52	Classe 1		

Neste Subcapítulo 6.1 serão apresentadas, para as normas referidas, as resistências de cálculo, isto é, as resistências afectadas dos coeficientes parciais de segurança, inerentes a cada norma de acordo com o apresentado anteriormente no Capítulo 5. Importa referir que de acordo com o justificado no Subcapítulo 4.3 foi considerada a classe de fabricação normal (Classe C) na norma EN 1993-1-6.

#### 6.1.1 Compressão

Para que a comparação possa ser directamente efectuada entre a ISO e o EC3 foi tido em conta, ao nível do factor de comprimento efectivo ( $K$ ), o prescrito na primeira norma sendo essa a que contém indicações específicas para este tipo de estruturas. Assim, tomando como exemplo uma coluna de um “*jacket*” foi considerado para este factor o valor de 1,0. Além disso, para uma melhor percepção do efeito da encurvadura global nas secções de maior  $D/t$  o EC3-1-1 foi aplicado a todas as classes, incluindo a classe 4, embora já não tenha aqui validade.



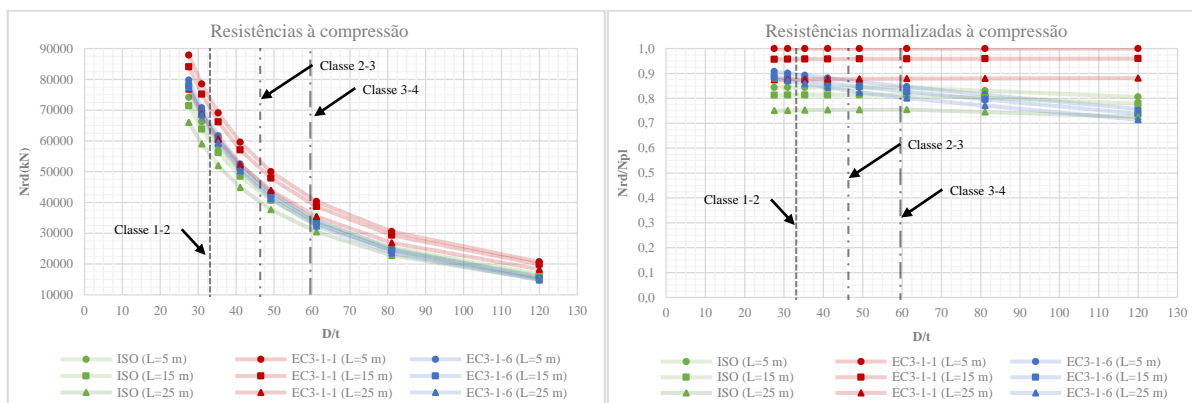


Figura 6.1 – Resistência à compressão na ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

Da Figura 6.1 verifica-se que o Eurocódigo 3-1-1 oferece valores menos conservativos para a resistência global à compressão do que a ISO 19902 em todas as relações  $D/t$ . Como seria de esperar, a resistência dos elementos mais longos é mais reduzida devido à maior susceptibilidade de ocorrência de fenómenos globais, isto é claramente perceptível tanto na ISO como no EC3-1-1. No EC3-1-6, embora a resistência seja também mais reduzida, a diferença obtida para comprimentos maiores é menor visto o comprimento não ser a variável mais influenciável nos fenómenos de encurvadura local por compressão.

O facto de no EC3-1-1 a resistência normalizada se manter aproximadamente constante (não perfeitamente devido à variação residual do raio de giração) ao longo de  $D/t$  deve-se ao facto da variação desta relação ter sido feita com a alteração da espessura com diâmetro constante. Assim, com a manutenção da relação  $L/D$  comprova-se que a variação da espessura não tem impacto nos fenómenos de encurvadura global.

No que concerne à encurvadura local verifica-se que o aumento da relação de  $D/t$  tem um impacto maior na redução da resistência no EC3-1-6 que na ISO, como é perceptível pela maior inclinação das curvas na primeira norma. Verifica-se, contudo, que os limites inferiores e superiores de resistência destas duas normas para classe 4 e para os comprimentos considerados são muito semelhantes. Ou seja, o EC3-1-6 para  $D/t$  próximos do início da classe 4 ( $D/t \approx 60$ ) é menos conservativo para os comprimentos maiores, sendo por outro lado mais conservativo para os comprimentos menores para o limite de  $D/t$  de 120, ainda que a diferença não seja muito significativa. Esta evidência permite conjecturar que o EC3-1-6 é mais conservador no que respeita aos fenómenos de encurvadura local que a ISO (hipótese que será confirmada posteriormente com base nos resultados numéricos), sendo que os elementos mais longos e de menor  $D/t$  estão a ser condicionados na ISO pelos fenómenos de encurvadura global (curva de resistência normalizada aproximadamente horizontal).

### 6.1.2 Flexão

No que respeita à flexão, como se viu anteriormente no Capítulo 5, o EC3-1-1 utiliza para o cálculo da capacidade resistente a este esforço o módulo de flexão plástico para classes 1 e 2, e o módulo de flexão elástico para classe 3. Esta distinção têm como consequência uma redução apreciável da capacidade resistente na passagem desta fronteira, como se pode ver na

Figura 6.2. Contudo, verifica-se ainda assim que a resistência à flexão em classe 3 é maior que a oferecida pelo EC3-1-6 para a classe 4. Este facto permite evidenciar que a classe 3 é de certa forma uma transição entre os extremos da classe 1 e 2 e da classe 4. Na comparação com a ISO nota-se que para secções pouco esbeltas (classe 1 e 2) os resultados são bastante semelhantes aos obtidos pelo EC3-1-1. Na passagem para a classe 3, devido à redução de resistência no EC3 a ISO passa a ser a menos conservativa, mantendo-se assim até ao limite máximo de  $D/t$  aqui apresentado. As diferenças entre esta norma e o EC3-1-6 vão sendo ligeiramente reduzidas com o aumento de  $D/t$  em classe 4, ainda que nunca se cheguem a anular dentro de  $D/t < 120$ .

Por fim, destaca-se que o comprimento dos elementos tem uma influência nula na resistência à flexão, à excepção do EC3-1-6 em que esta variável tem uma repercussão residual. Além disso, esta norma foi aplicada a secções sem a possibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura local, donde se conclui que a sua aplicação a secções com esta gama de esbeltezas conduz a resultados consideravelmente mais conservativos que as restantes normas.

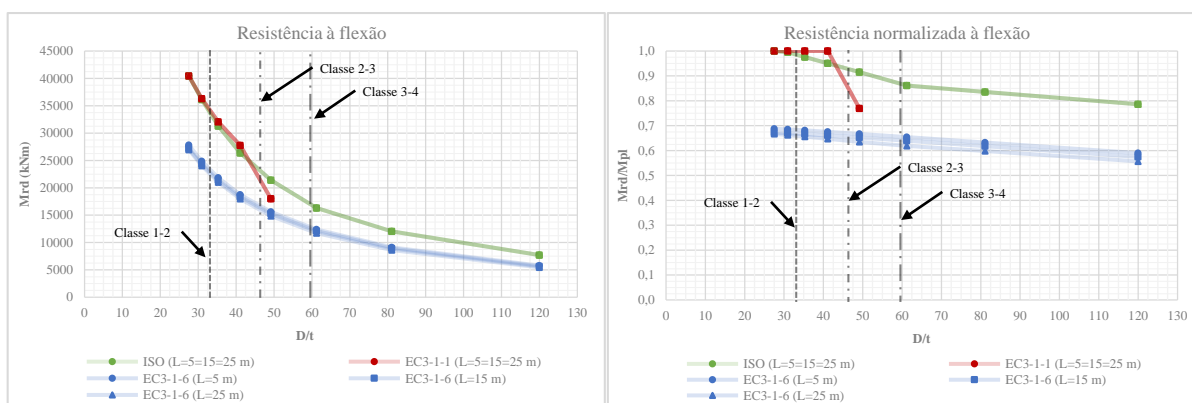


Figura 6.2 - Resistência à flexão na ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

### 6.1.3 Compressão + Flexão

Mais uma vez se recorreu à ISO para a obtenção de indicações específicas para estruturas *offshore*, agora ao nível dos factores de redução de momento ( $C_m$ ) que para colunas de um “*jacket*” especifica o valor de 0,85, tendo sido este o valor utilizado tanto na ISO como no EC3-1-1. O procedimento adoptado consistiu em fixar o valor da tensão provocada pela flexão em 30 e 60% do valor da tensão de cedência ( $f_y$ ), retirando o valor máximo resistente da compressão através das fórmulas de interacção, o que permite assim averiguar a influência que a flexão tem nestes elementos comprimidos. Este cálculo foi realizado de acordo com as expressões indicadas na Tabela 5.14 e Tabela 5.15, respectivamente para a ISO e EC3, resolvendo numericamente (uma vez que esta variável não é explícita) as inequações para a incógnita  $N_{sd}$  e  $N_{Ed}$ , respectivamente, obtêm-se os gráficos presentes na Figura 6.3 e Figura 6.4.

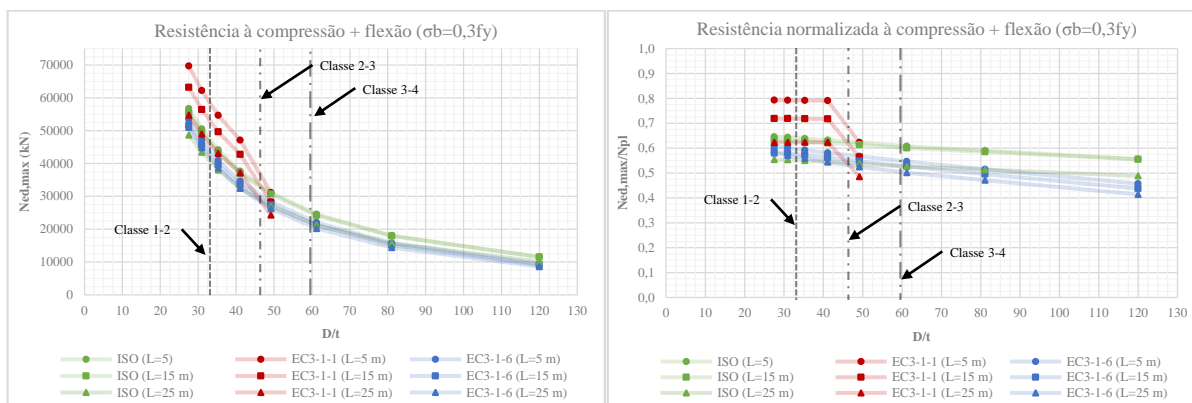


Figura 6.3 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,3f_y$  na ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

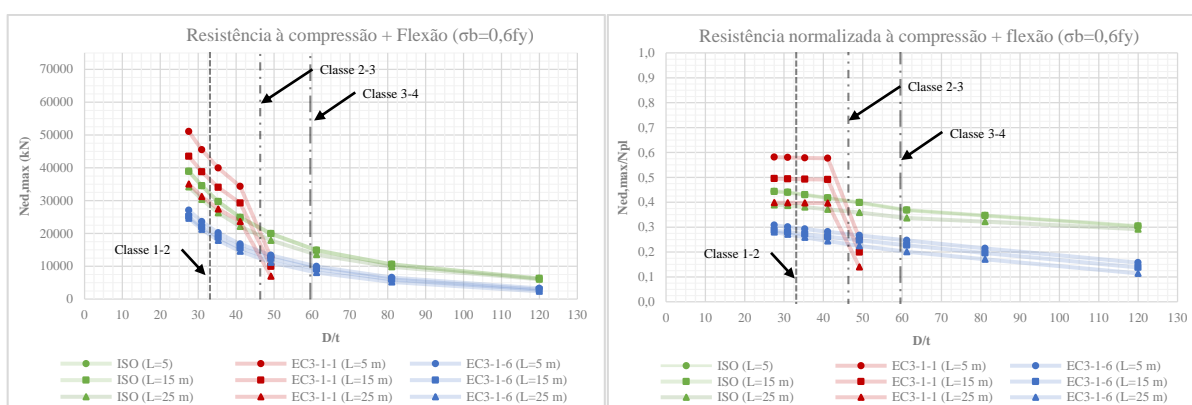


Figura 6.4 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,6f_y$  na ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

Comparando os resultados nas Figura 6.3 e Figura 6.4 com os da Figura 6.1 (onde existe apenas compressão) verifica-se que a redução de resistência à compressão, considerando a existência de flexão, é mais significativa no EC3, sobretudo na parte 1-6. Verifica-se ainda que esta diferença é ampliada com o aumento da parcela de flexão ( $0,6 f_y$ ), o que leva a supor que nestes casos o procedimento de somar as componentes axiais do esforço axial e da flexão no EC3-1-6 resulta de uma forma geral num maior conservadorismo comparativamente à ISO em toda a gama de  $D/t$ .

Além disto, é perceptível que o EC3-1-1 dá maior importância ao comprimento dos elementos, uma vez que a distância entre as curvas de diferentes comprimentos é consideravelmente maior nesta norma que nas restantes. Por outras palavras, para secções de classe 1 e 2 o EC3-1-1 é menos conservativo que a ISO, verificando-se que a diferença é significativa para o comprimento menor. Relativamente às secções de classe 3, importa destacar que o EC3-1-1 para classes 3 especifica uma quebra considerável na resistência em comparação às resistências dadas para as classes 1 e 2. Esta redução tem como principal responsável os factores de interacção  $k$  que têm para classes 3 valores muito mais conservativos que para as classes 1 e 2. A título de exemplo verifique-se o factor  $k_{yz}$  na Tabela 5.15, onde se verifica que o valor deste factor é para classes 1 e 2 apenas 60% do valor utilizado para classe 3. Isto naturalmente têm consequências importantes na expressão de interacção quando o peso da

flexão é considerável, sendo que se verifica pelos gráficos anteriores que para os elementos de maior comprimento a resistência oferecida para a classe 3 pelo EC3-1-1 chega a ser, para os elementos mais compridos, menor que a dada pelo EC3-1-6.

### 6.1.4 Corte (sem torção)

Tendo sido já evidenciado no Subcapítulo 5.7 diferenças ao nível das expressões de cálculo relativas à capacidade resistente ao esforço transversal entre a ISO e o EC3-1-1, constata-se agora que tal diferença provoca diferenças significativas entre a resistência dada por estas duas normas, sendo a ISO claramente mais conservativa que o EC3-1-1. Curiosamente, os valores da ISO comparam-se razoavelmente bem para os D/t mais baixos com os dados pelo EC3-1-6.

Através da observação do gráfico à direita na Figura 6.5 em que se apresenta a resistência normalizada ao corte, ou seja a tensão  $V_{Rd}/A$  sobre a tensão máxima admissível ao corte ( $f_y/\sqrt{3}$ ) conclui-se que a resistência a este esforço, na ISO e no EC3-1-1, é independente da relação entre D e t, bem como do comprimento do elemento. Por outro lado, devido ao facto do EC3-1-6 tratar o corte analogamente aos outros esforços pela verificação da encurvadura, esta norma estabelece resistências que são naturalmente função da relação D/t. Em relação a este aspecto verifica-se que a resistência oferecida por esta parte do Eurocódigo é consideravelmente menor que as outras duas normas, mormente para os D/t superiores.

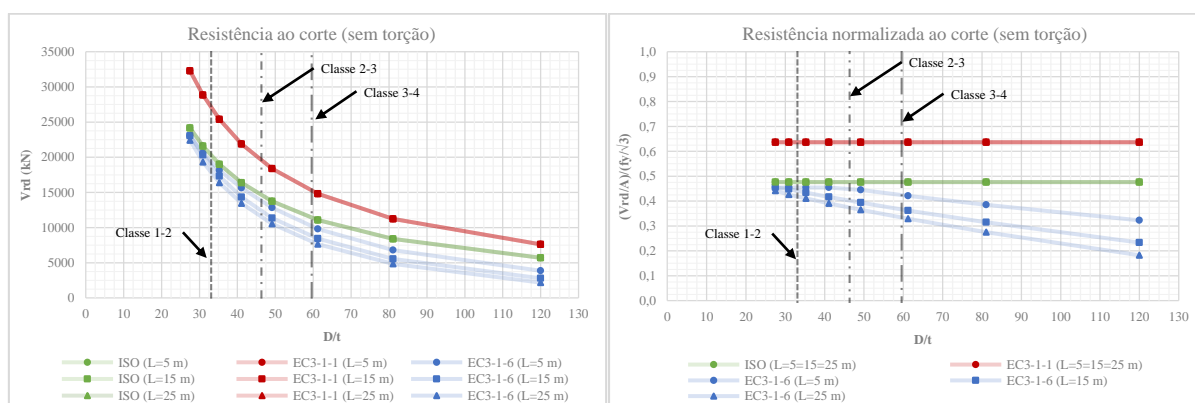


Figura 6.5 - Resistência ao corte na ISO, EC3-1-1 e EC3-1-6

### 6.1.5 Pressão hidrostática

A verificação da resistência à pressão hidrostática foi efectuada apenas para a ISO e para o EC3-1-6, uma vez que a parte 1-1 do EC3 não tem em conta este tipo de esforço.

A resistência à pressão hidrostática foi traduzida directamente em termos de profundidade resistente (no gráfico à esquerda na Figura 6.6), em ambas as normas a partir das tensões resistentes à encurvadura circunferencial, importando referir que nesta conversão não se utilizou quaisquer factores de majoração da acção hidrostática, ou seja esta conversão teve em conta apenas o peso volúmico da água.

Da Figura 6.6 verifica-se um excelente ajuste das curvas que traduzem a resistência em ambas as normas, sobretudo para  $D/t$  maiores que 60 (que marca o limite das secções de classe 4). Além disto, é notório que o comprimento de 5 m apresenta uma resistência consideravelmente superior em ambas as normas, enquanto para os comprimentos maiores verifica-se que a profundidade resistente apresenta indiferença a esta variável. Isto pode ser justificado pelo facto de para o comprimento menor as normas terem em conta a influência das condições de fronteira ao passo que para os comprimentos maiores é considerado que os elementos são tubos cilíndricos longos e como tal o seu comportamento à encurvadura circunferencial aproxima-se do caso de um anel. Para as secções menos esbeltas, onde as diferenças começam a ser perceptíveis ( $\approx D/t < 60$ ) verifica-se que o EC3-1-6 é mais conservativo que a ISO para os tubos cilíndricos mais compridos (15 e 25 m), sendo por outro lado menos conservativo para o tubo mais curto, de 5 m.

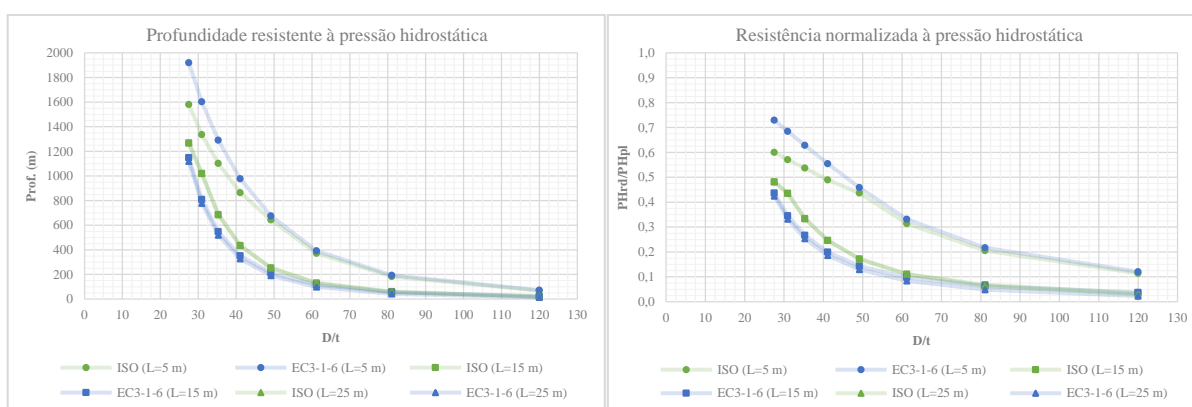


Figura 6.6 - Resistência à pressão hidrostática na ISO e EC3-1-6

### 6.1.6 Compressão + Flexão + P.H. (sem Corte)

Apesar do EC3-1-6 permitir a introdução de corte, quer seja esforço transversal quer seja torção, estes esforços não foram aqui considerados no cálculo para que a comparação possa ser directamente efectuada com a ISO que não considera este esforço na sua interacção. O procedimento efectuado foi semelhante ao realizado para a compressão com a flexão (fixando a tensão de flexão a 30 e 60% de  $f_y$ ), havendo agora mais uma variável, a pressão hidrostática, que foi também fixada (aos 50, 100 e 200 m de profundidade), possibilitando assim a determinação do esforço de compressão máximo na presença dos outros esforços em função de  $D/t$ . Isto consistiu na extracção da tensão de compressão,  $\sigma_{ac,Sd}$  (Tabela 5.19) e  $\sigma_{x,Sd}$  (Tabela 5.20), respectivamente para a ISO e EC3-1-6, que conduz nas respectivas expressões de interacção ao valor de 1,0. Estas tensões correspondentes à resistência máxima de compressão foram obtidas através da resolução numérica dessas inequações uma vez que essa variável não é explícita.

À semelhança do que se concluiu anteriormente para a compressão e flexão apenas, verifica-se novamente que a flexão tem um efeito mais significativo na redução da compressão no EC3-1-6 que na ISO (comparar, por exemplo, a Figura 6.7 com a Figura 6.8). Isto significa que de forma geral quando a flexão tem um peso importante o EC3-1-6 fornece resultados mais

conservativos, como já antes se tinha apontado. Por outro lado, averigua-se que os resultados oferecidos pelas duas normas são mais próximos quando a flexão tem um papel menos importante.

Como seria de esperar verifica-se uma maior sensibilidade à profundidade nas relações de  $D/t$  maiores, sendo que as secções menos esbeltas demonstram uma relativa insensibilidade à profundidade, sobretudo no EC3-1-6 onde se nota que o valor máximo da compressão praticamente não sofre alteração com o aumento da profundidade. Este facto é traduzido pelo aumento da inclinação das curvas em ambas as normas significando que a redução da resistência à compressão é atingida cada vez mais cedo, ou seja para  $D/t$  cada vez menores, à medida que a profundidade aumenta.

De uma forma geral verifica-se que o EC3-1-6 apresenta valores mais baixos para a resistência à compressão quando os elementos estão também na presença de esforços de flexão e pressão hidrostática, sobretudo nos comprimentos e relações de  $D/t$  maiores.

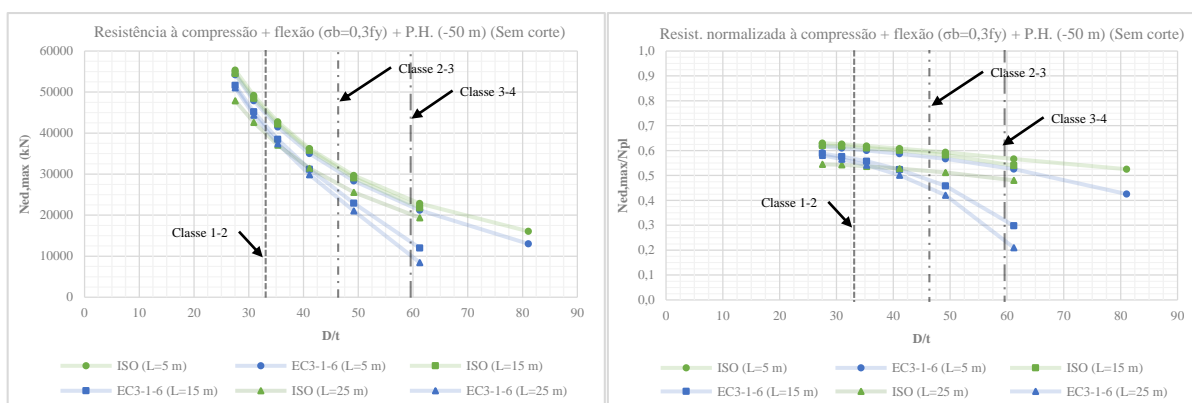


Figura 6.7 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,3f_y$  e a uma profundidade de 50 m na ISO e EC3-1-6

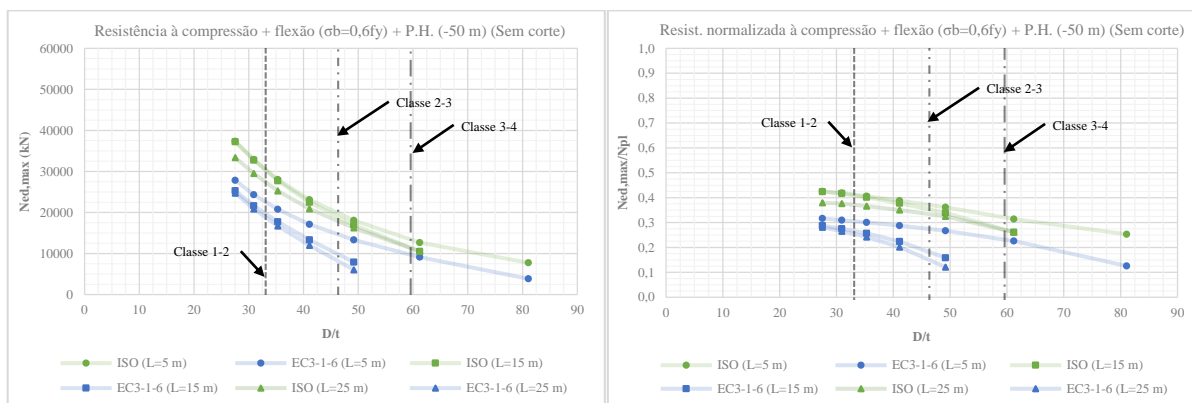


Figura 6.8 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,6f_y$  e a uma profundidade de 50 m na ISO e EC3-1-6



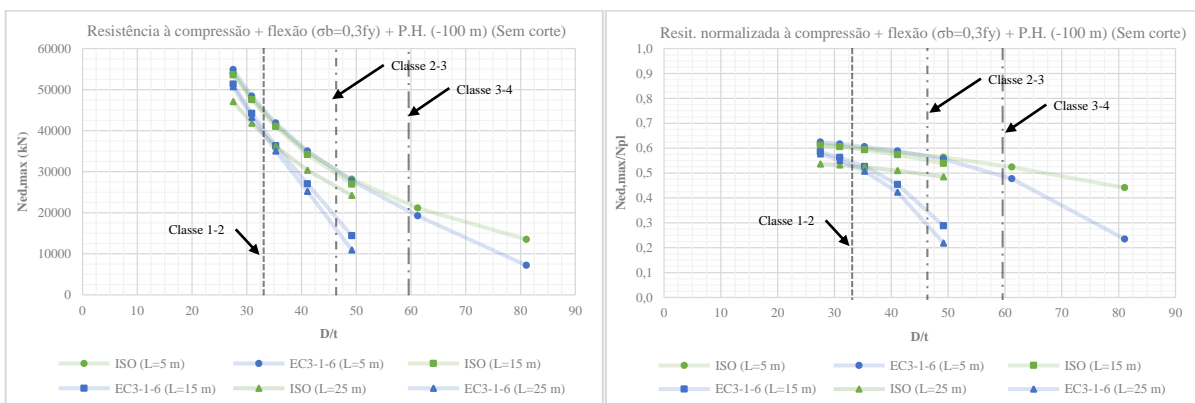


Figura 6.9 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,3f_y$  e a uma profundidade de 100 m na ISO e EC3-1-6

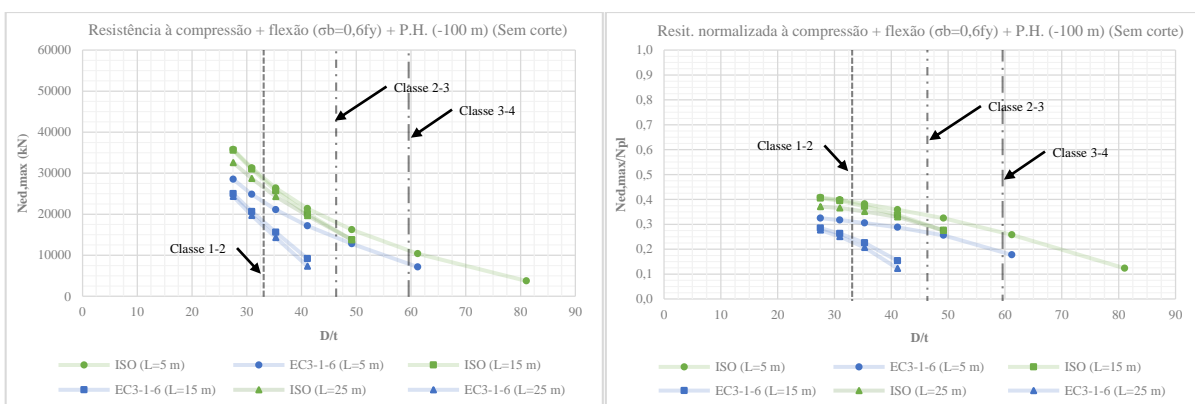


Figura 6.10 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,6f_y$  e a uma profundidade de 100 m na ISO e EC3-1-6

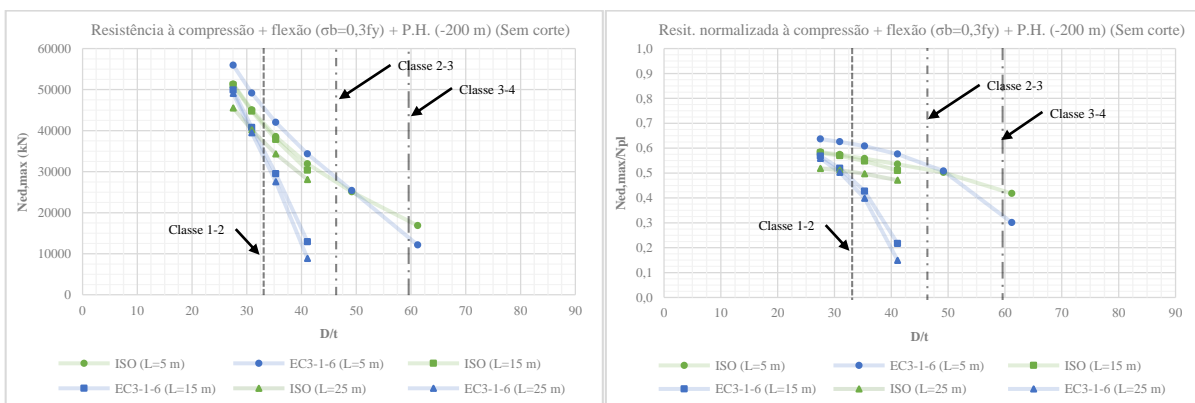


Figura 6.11 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,3f_y$  e a uma profundidade de 200 m na ISO e EC3-1-6

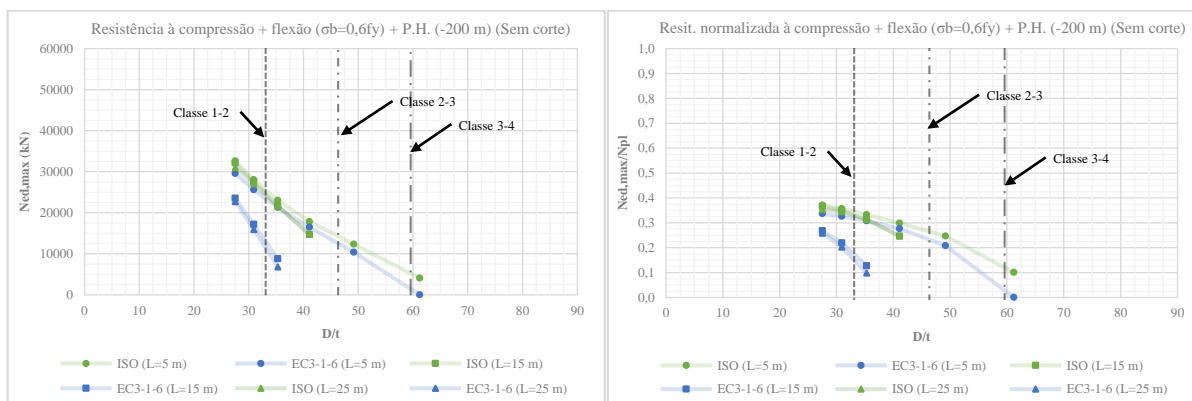


Figura 6.12 - Resistência à compressão com tensão de flexão igual a  $0,6f_y$  e a uma profundidade de 200 m na ISO e EC3-1-6

## 6.2 Comparação com os resultados numéricos

Os resultados numéricos apresentados neste subcapítulo foram obtidos tendo em conta o que se indicou anteriormente no capítulo 4 relativamente à modelação numérica. Como referido no Subcapítulo 4.8 desse capítulo, a variação paramétrica utilizada para o estudo numérico teve que se ajustar ao tipo de verificação em análise.

Importa referir que as curvas de redução à encurvadura estabelecidas pelas normas que são de seguida apresentadas não têm em conta qualquer factor parcial de segurança para que a comparação possa ser directamente efectuada com os resultados numéricos obtidos.

### 6.2.1 Compressão

#### Encurvadura local:

As curvas que traduzem a redução de resistência à compressão devido à encurvadura local na ISO são traduzidas pelas expressões apresentadas anteriormente na Tabela 5.4 e são agora representadas na Figura 6.13. Neste, no eixo das ordenadas apresenta-se a tensão resistente característica à encurvadura local ( $f_{cl}$  na tabela que corresponde a  $f_{yc}$  na ISO, veja-se a simbologia) normalizada à tensão de cedência  $f_y$ . No eixo das abcissas tem-se a tensão de cedência sobre a tensão resistente elástica característica à encurvadura local ( $f_{cle}$  na tabela que corresponde a  $f_{xe}$  na ISO). Esta relação é a utilizada pela ISO para definir os limites de aplicabilidade de cada patamar das curvas de encurvadura. Atentando nas expressões da ISO verifica-se que a resistência à encurvadura local é independente do comprimento dos elementos.

Relativamente ao EC3-1-6, este define as curvas de redução de encurvadura através do coeficiente  $\chi_x$ , em função da esbelteza meridional  $\lambda_x$  conforme indicado anteriormente na Tabela 5.5. Esta esbelteza como se viu é função do comprimento do elemento pela tensão crítica elástica de encurvadura meridional. Neste mesmo gráfico são apresentadas as três classes definidas na norma consoante a qualidade de fabricação dos elementos, onde se verifica que as diferenças relativas à encurvadura local podem ser significativas, sobretudo para as esbeltezas intermédias.



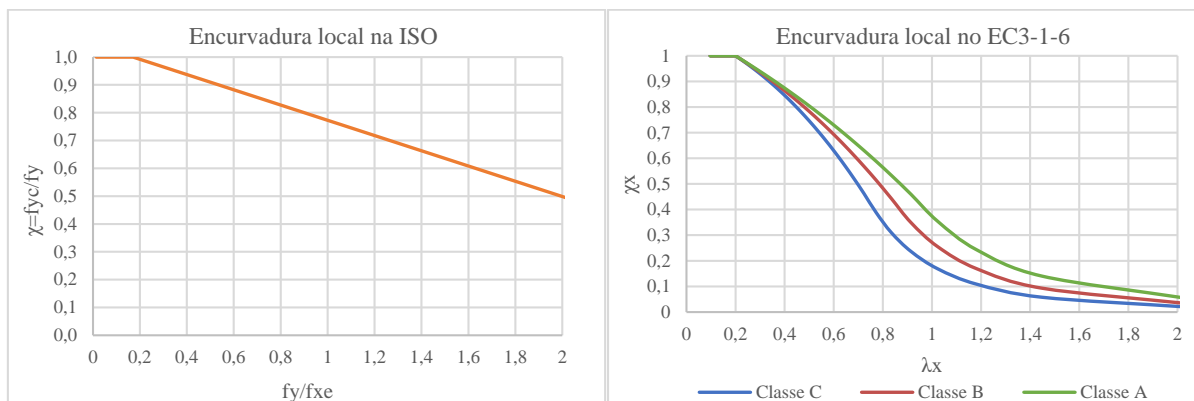


Figura 6.13 - Curvas de encurvadura local por compressão na ISO e no EC3-1-6

Para que a comparação entre os resultados numéricos e os estabelecidos pelas normas possam ser mais facilmente interpretados estes foram agregados no mesmo gráfico, Figura 6.15 e Figura 6.16, respectivamente para comprimentos de 5 e 10 m. Para tal, uma vez que as abcissas utilizadas nas duas normas são distintas, optou-se por utilizar para este eixo a esbelteza  $\lambda_x$  calculada pelo EC3-1-6, tendo em conta, naturalmente, a correspondência entre os eixos das abcissas das duas normas.

Como se referiu anteriormente no Subcapítulo 4.3, a consideração das imperfeições geométricas equivalentes foi feita a partir dos modos de encurvadura resultantes de uma análise linear de estabilidade (LBA). Sendo que os modos a utilizar não são à partida conhecidos recorreu-se ao prescrito no EC3-1-6 que, para além de um valor para a amplitude ( $\Delta w_0$ ), estabelece um comprimento de referência ( $l_g$ ) no qual essa amplitude deve ser introduzida. Assim, o procedimento utilizado consistiu em procurar o modo de encurvadura (neste caso nos 15 primeiros) com um padrão de deformação o mais próximo possível desse comprimento de referência e introduzir-lhe então a respectiva amplitude que corresponde ao ponto com deslocamento máximo relativamente à configuração indeformada.

A título de exemplo, na Figura 6.14 apresentam-se, além do 1º modo de encurvadura dos elementos de 5 e 10 m de comprimento, o 13º modo deste último. Para este diâmetro e espessura (1,5 e 0,01 m, respectivamente) o EC3-1-6 indica um comprimento de referência para a situação de compressão meridional ( $l_{gx}$ ) de cerca de 0,35 m. Assim sendo, verifica-se que a utilização do 1º modo de encurvadura para o elemento de 10 m afasta-se deste valor, não conduzindo a valores próximos dos oferecidos pelo EC3-1-6 ( $\approx +19\%$ ). Por outro lado utilizando o 13º modo, para o qual a deformada já é mais próxima do estabelecido pela norma, a diferença reduz-se a  $\approx +3\%$ . Relativamente ao elemento com comprimento de 5 m, constata-se que os primeiros modos já apresentam deformadas próximas das indicadas pelo EC3-1-6 (veja-se a figura seguinte).

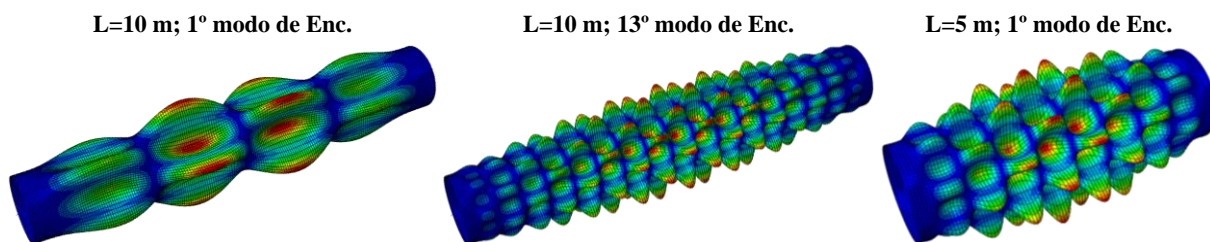


Figura 6.14 – Exemplos de modos de encurvadura locais por compressão para uma espessura de 0,01 m, um diâmetro de 1,5 m e comprimentos de 5 e 10 m

Tabela 6.2 – Resultados numéricos para a encurvadura local por compressão e comparação com o EC3-1-6 para o comprimento de 5 m

Classe	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	D/t	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δw <sub>0</sub> (mm)	F <sub>cr</sub> (kN x 10 <sup>3</sup> )	F <sub>pl</sub> (kN x 10 <sup>3</sup> )	λ (Num)	λ (EC)	χ <sub>x</sub> (EC)	1º modo		15 primeiros modos		
												χ <sub>x</sub> (Num.)	Dif. (%)	Modo Enc.	χ <sub>x</sub> (Num.)	Dif. (%)
cl.4	1,5	15	100	5	699,8	10,55	171,62	24,84	0,380	0,384	0,8602	0,9525	<b>9,23</b>	13º	0,8703	<b>1,01</b>
cl.4	1,5	10	150	5	468,1	8,62	77,44	16,62	0,463	0,465	0,7828	0,7897	<b>0,69</b>	1º	0,7897	<b>0,69</b>
cl.4	1,5	7,0	214	5	328,3	7,21	38,27	11,66	0,552	0,551	0,6885	0,6627	<b>-2,58</b>	2º	0,6570	<b>-3,15</b>
cl.4	1,5	5,0	300	5	234,8	6,09	19,66	8,34	0,651	0,648	0,5672	0,5301	<b>-3,71</b>	3º	0,5244	<b>-4,28</b>
cl.4	1,5	2,5	600	5	117,6	4,31	4,97	4,18	0,917	0,915	0,2361	0,3519	<b>11,58</b>	1º	0,3519	<b>11,58</b>
cl.4	1,5	1,5	1000	5	70,6	3,34	1,80	2,51	1,179	1,181	0,1086	0,2126	<b>10,40</b>	3º	0,2016	<b>9,30</b>

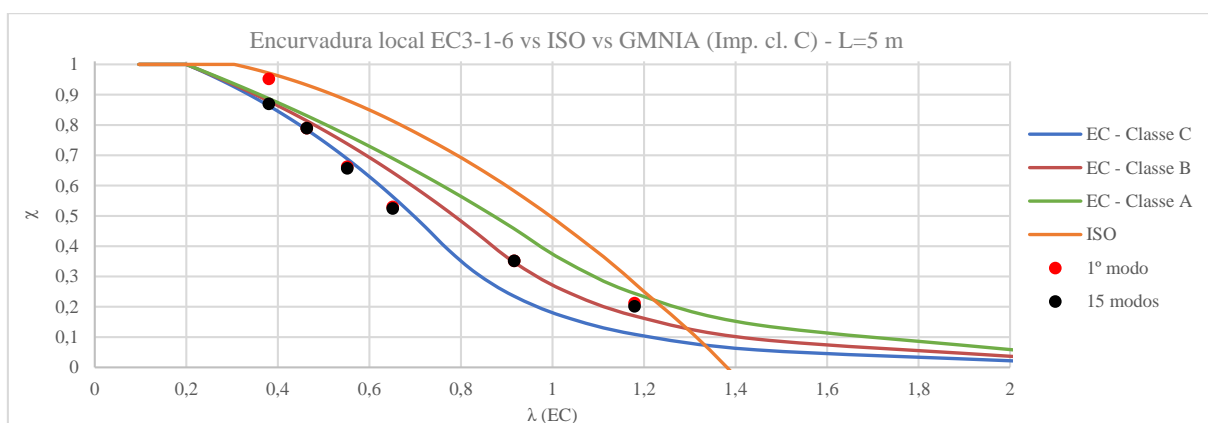


Figura 6.15 – Comparação da resistência à encurvadura local no EC3-1-6 e ISO com os resultados numéricos (Imperfeições EC cl. C) (L=5 m)

Tabela 6.3 – Resultados numéricos para a encurvadura local por compressão e comparação com o EC3-1-6 para o comprimento de 10 m

Classe	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	D/t	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δw <sub>0</sub> (mm)	F <sub>cr</sub> (kN x 10 <sup>3</sup> )	F <sub>pl</sub> (kN x 10 <sup>3</sup> )	λ (Num)	λ (EC)	χ <sub>x</sub> (EC)	1º modo		15 primeiros modos		
												χ <sub>x</sub> (Num.)	Dif. (%)	Modo Enc.	χ <sub>x</sub> (Num.)	Dif. (%)
cl.3	1,5	30	50	10	1385,4	18,75	604,92	49,18	0,285	0,313	<b>0,9223</b>	<b>0,9996</b>	<b>7,73</b>	9º	<b>0,9694</b>	<b>4,71</b>
cl.4	1,5	25	60	10	1158,5	15,63	429,82	41,13	0,309	0,335	<b>0,9047</b>	<b>0,9966</b>	<b>9,19</b>	13º	<b>0,9148</b>	<b>1,01</b>
cl.4	1,5	15	100	10	699,8	10,55	163,92	24,84	0,389	0,413	<b>0,8381</b>	<b>0,9797</b>	<b>14,16</b>	13º	<b>0,8822</b>	<b>4,41</b>
cl.4	1,5	10	150	10	468,1	8,62	75,01	16,62	0,471	0,492	<b>0,7604</b>	<b>0,9491</b>	<b>18,87</b>	13º	<b>0,7886</b>	<b>2,82</b>
cl.4	1,5	7,0	214	10	328,3	7,21	37,49	11,66	0,558	0,577	<b>0,6653</b>	<b>0,8981</b>	<b>23,28</b>	13º	<b>0,6529</b>	<b>-1,24</b>
cl.4	1,5	5,0	300	10	234,8	6,09	19,33	8,34	0,657	0,674	<b>0,5428</b>	<b>0,8089</b>	<b>26,61</b>	9º	<b>0,5468</b>	<b>0,40</b>
cl.4	1,5	2,5	600	10	117,6	4,31	4,92	4,18	0,921	0,932	<b>0,2275</b>	<b>0,2941</b>	<b>6,66</b>	3º	<b>0,2924</b>	<b>6,49</b>
cl.4	1,5	1,5	1000	10	70,6	3,34	1,78	2,51	1,185	1,189	<b>0,1072</b>	<b>0,1489</b>	<b>4,17</b>	3º	<b>0,1487</b>	<b>4,15</b>

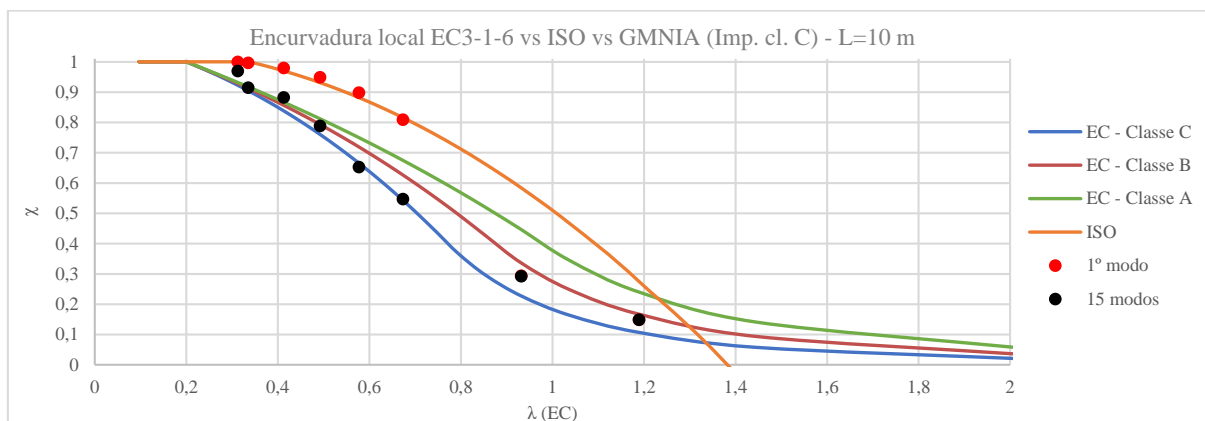


Figura 6.16 – Comparação da resistência à encurvadura local no EC3-1-6 e ISO com os resultados numéricos (Imperfeições EC cl. C) (L=10 m)

Da observação dos dois gráficos acima podem-se tirar as seguintes conclusões: em primeiro lugar verifica-se que a curva da ISO fica, para as esbeltezas de secções em que é empregue, consideravelmente acima (ou seja é menos conservativa) que qualquer curva para as diferentes classes do EC3-1-6. Mesmo para a classe com melhor qualidade de fabricação (classe A) as diferenças rondam em média os 10%. Tendo isto em conta pode-se conjecturar que as expressões de redução à encurvadura local por compressão na ISO foram calibradas para imperfeições bastante reduzidas, de acordo com o critério do EC3-1-6. Contudo, importa referir que o facto de a ISO limitar a sua aplicação a espessuras  $\geq 6$  mm e a relações  $D/t < 120$  implica que a curva representada não tenha aplicabilidade para as esbeltezas maiores. De facto, dos resultados numéricos apresentados para o comprimento de 10 m, só os três primeiros (espessuras de 0,03, 0,025 e 0,015 m) têm aplicabilidade na ISO. Esta evidência tem como consequência a ISO não permitir que os elementos sejam fortemente influenciados pelos fenómenos de encurvadura local, uma vez que o valor de  $\chi$  apresenta sempre valores elevados. Além disto, uma vez que o factor parcial de segurança associado à compressão na ISO é consideravelmente superior ao do EC3-1-6 (1,18 vs 1,1) é de esperar que estas diferenças sejam esbatidas nos valores obtidos para as resistências finais, como se viu anteriormente no Subcapítulo 6.1.1.

No que concerne propriamente aos resultados numéricos obtidos constata-se que estes (mais propriamente os definidos pelos 15 primeiros modos) se aproximam bastante bem da curva de classe C do EC3-1-6, já que as imperfeições foram calculadas tendo em conta esta classe de fabricação. Nota-se, contudo, um ligeiro conservadorismo desta norma para as esbeltezas maiores, sendo que se verificou uma diferença de cerca de 10 e 5%, respectivamente para os comprimentos de 5 e 10 m, nos elementos com as duas espessuras mais baixas.

Não se verificam, como seria de esperar em fenómenos de encurvadura local por compressão, diferenças significativas nos resultados obtidos para as resistências nos comprimentos de 5 e 10 m.

Curiosamente, os resultados obtidos pela utilização do primeiro modo de encurvadura para os elementos de 10 m de comprimento ajustam-se particularmente bem à curva da ISO. Este aspecto leva a crer que a utilização dos primeiros modos para elementos de maior comprimento oferece valores próximos do indicado por esta norma, o que leva a corroborar a

ideia que a ISO foi formulada tendo em conta imperfeições menos prejudiciais para a verificação dos fenómenos de encurvadura local.

Tendo em conta o que se referiu, para avaliar se a ISO fornece um dimensionamento seguro a elementos condicionados pela encurvadura local, na Tabela 6.4 são apresentadas as resistências normalizadas finais oferecidas por esta norma ( $f_c/(\gamma_M \times f_y)$ ). Aqui, verifica-se que apesar da existência de valores não seguros, estes referem-se a elementos fora do campo de aplicação da norma, sendo que os que se encontram dentro desses limites apresentam valores seguros (valores a negrito). Este facto permite concluir que apesar de a ISO apresentar factores de redução de encurvadura menos conservativos que o EC3, ela verifica-se válida para  $D/t < 120$  e  $t \geq 6$  mm mesmo utilizando as imperfeições indicadas no EC3-1-6, devido ao seu elevado coeficiente parcial de segurança.

No que concerne ao EC3-1-6, pela verificação da mesma tabela, conclui-se que esta norma apresenta valores seguros para todos os elementos analisados (diferença entre resistência numérica e a resistência da norma  $> 0$ ).

Tabela 6.4 – Comparação dos resultados numéricos com a resistência normalizada final (com coeficientes parciais de segurança) na ISO e no EC3-1-6 – Encurvadura Local

L (m)	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	$\chi$ Num	ISO		EC3-1-6	
				$\chi$ ISO	Dif. (%)	$\chi$ EC3	Dif. (%)
5	1,5	15	0,8703	0,8184	<b>5,19</b>	0,7862	<b>8,41</b>
5	1,5	10	0,7897	0,7860	0,37	0,7149	<b>7,48</b>
5	1,5	7	0,6570	0,7443	-8,73	0,6281	<b>2,89</b>
5	1,5	5	0,5244	0,6886	-16,42	0,5165	<b>0,79</b>
5	1,5	2,5	0,3519	0,4935	-14,16	0,2146	<b>13,73</b>
5	1,5	1,5	0,2016	0,2328	-3,12	0,0987	<b>10,29</b>
10	1,5	30	0,9694	0,8325	<b>13,69</b>	0,8566	<b>11,28</b>
10	1,5	25	0,9148	0,8326	<b>8,22</b>	0,8396	<b>7,52</b>
10	1,5	15	0,8822	0,8081	<b>7,41</b>	0,7772	<b>10,50</b>
10	1,5	10	0,7886	0,7765	1,21	0,7054	<b>8,32</b>
10	1,5	7	0,6529	0,7358	-8,29	0,6181	<b>3,48</b>
10	1,5	5	0,5468	0,6814	-13,46	0,5058	<b>4,10</b>
10	1,5	2,5	0,2924	0,4898	-19,74	0,2107	<b>8,17</b>
10	1,5	1,5	0,1487	0,2320	-8,33	0,0981	<b>5,06</b>

Encurvadura global:

Tendo em conta as expressões de cálculo apresentadas para o dimensionamento à encurvadura global no Subcapítulo 5.5 (Tabela 5.4 e Tabela 5.5, para a ISO e EC3-1-1, respectivamente) podem ser traçadas as curvas apresentadas nos gráficos da Figura 6.17.

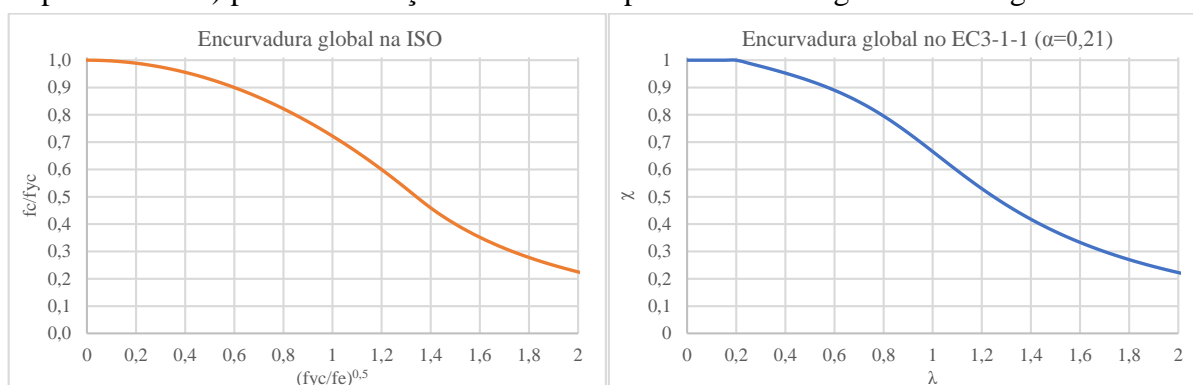


Figura 6.17 – Curvas de encurvadura global na ISO e no EC3-1-1

As diferenças nas variáveis apresentadas nos eixos destes dois gráficos devem-se ao facto, de como se viu anteriormente, a ISO utilizar na verificação dos fenómenos de encurvadura global a tensão de cedência ( $f_y$ ) reduzida pelos fenómenos de encurvadura local ( $f_{yc}$  na ISO e  $f_{cl}$  na tabela) ao contrário do EC3-1-1, que não tem naturalmente este aspecto em consideração.

Contudo, tendo em conta as relações D/t utilizadas neste estudo para a verificação dos fenómenos de encurvadura global, a ISO considera que os fenómenos locais são desprezáveis pelo facto de  $f_y/f_{xe} \leq 0,17$  (veja-se a Figura 6.13 e note-se que  $f_{xe} = f_{cle}$  na tabela) e portanto  $f_{yc} = f_y$ . Assim sendo, as variáveis nos eixos dos dois gráficos tomam significados perfeitamente iguais, pelo que podem ser agregados num único gráfico e comparados directamente com os resultados numéricos (Figura 6.19).

Pelo facto de se ter considerado o comprimento efectivo dos elementos com o valor de 1, ou seja como elementos simplesmente apoiados, a forma das imperfeições que interessa considerar para a análise dos fenómenos de encurvadura globais por compressão são dados pelo 1º modo de encurvadura e são da forma do apresentado na Figura 6.18.

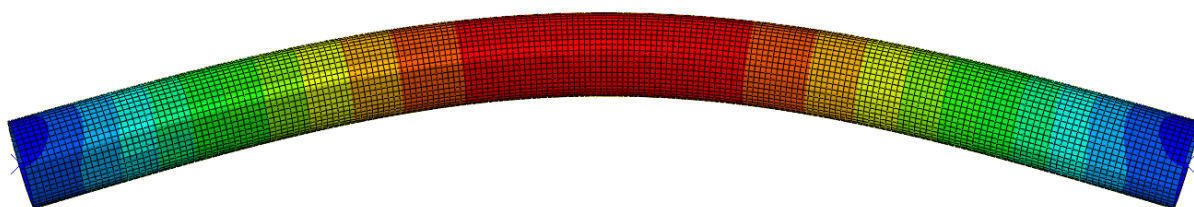


Figura 6.18 – Exemplo de um modo de encurvadura global por compressão (1º modo)  
(L=15 m; D=1,5 m; t=0,05 m)

Como se justificou no Subcapítulo 4.3 - Consideração das imperfeições, serão avaliados os valores de L/250, L/300 e L/500 para a amplitude destas imperfeições. Os resultados numéricos obtidos são os apresentados na tabela seguinte.

Tabela 6.5 – Resultados numéricos à encurvadura global por compressão e comparação com o EC3-1-1 e a ISO

Teste Nº	Dext (m)	t (mm)	D/t	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Fcr (kN x10 <sup>3</sup> )	Fpl (kN x10 <sup>3</sup> )	$\lambda$ (EC=ISO)	$\lambda$ (Num)	Erro $\lambda$ (%)
1	1,5	50	30	10	2277,7	1266,39	80,86	0,255	0,253	0,97
2	1,5	50	30	15	2277,7	608,73	80,86	0,383	0,364	5,01
3	1,5	50	30	20	2277,7	352,60	80,86	0,510	0,479	6,56
4	1,5	50	30	25	2277,7	228,83	80,86	0,638	0,594	7,30
5	1,25	50	25	25	1885,0	135,17	66,92	0,771	0,704	9,51
6	1	50	20	25	1492,3	71,01	52,98	0,973	0,864	12,63

Teste Nº	$\chi_x$		Imp. = L/500				Imp. = L/250				Imp. = L/300			
	(EC)	(ISO)	$\Delta w_0$ (mm)	$\chi_x$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)	$\Delta w_0$ (mm)	$\chi_x$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)	$\Delta w_0$ (mm)	$\chi_x$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)
1	0,9878	0,9819	20,00	0,9871	<b>-0,07</b>	<b>0,52</b>	40,00	0,9449	<b>-4,29</b>	<b>-3,70</b>	33,33	0,9586	<b>-2,92</b>	<b>-2,33</b>
2	0,9573	0,9593	30,00	0,9672	<b>0,99</b>	<b>0,79</b>	60,00	0,9179	<b>-3,94</b>	<b>-4,14</b>	50,00	0,9349	<b>-2,24</b>	<b>-2,44</b>
3	0,9211	0,9276	40,00	0,9084	<b>-1,27</b>	<b>-1,92</b>	80,00	0,8173	<b>-10,38</b>	<b>-11,03</b>	66,67	0,8444	<b>-7,67</b>	<b>-8,32</b>
4	0,8751	0,8869	50,00	0,8983	<b>2,32</b>	<b>1,14</b>	100,00	0,7979	<b>-7,72</b>	<b>-8,90</b>	83,33	0,8303	<b>-4,48</b>	<b>-5,66</b>
5	0,8121	0,8350	50,00	0,853	<b>4,09</b>	<b>1,80</b>	100,00	0,7349	<b>-7,72</b>	<b>-10,01</b>	83,33	0,7662	<b>-4,59</b>	<b>-6,88</b>
6	0,6846	0,7369	50,00	0,7594	<b>7,48</b>	<b>2,25</b>	100,00	0,6472	<b>-3,74</b>	<b>-8,97</b>	83,33	0,6783	<b>-0,63</b>	<b>-5,86</b>

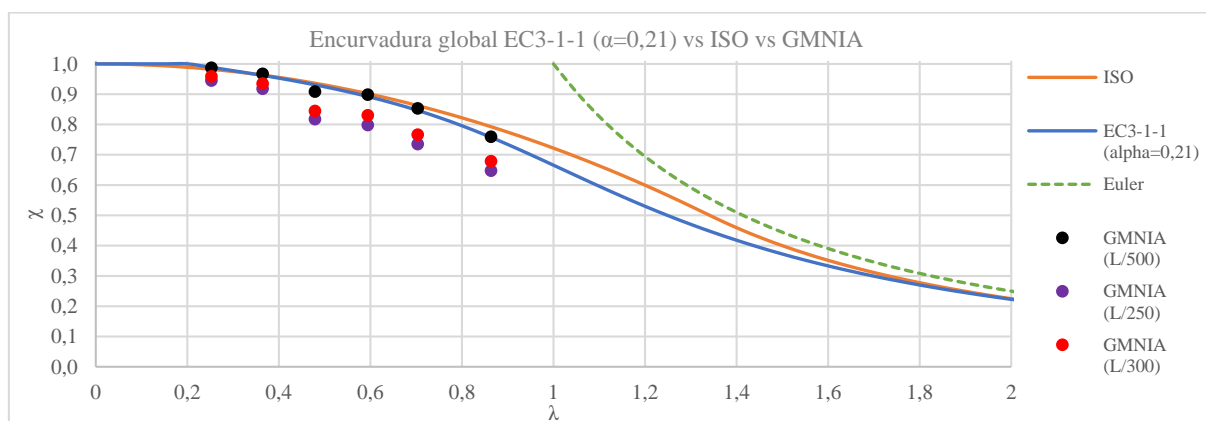


Figura 6.19 – Comparação da resistência à encurvadura global no EC3-1-1 e ISO com os resultados numéricos

A partir da observação do gráfico acima verifica-se uma boa aproximação das curvas oferecidas pela ISO e pelo EC3-1-1 (curva  $a \rightarrow \alpha=0,21$ ), sendo que esta é ligeiramente mais conservativa para as esbeltezas intermédias apresentadas na figura. Além destas curvas está representada a curva teórica de Euler à qual as curvas das normas se aproximam para as esbeltezas maiores (para  $\lambda > 1,34$  a curva da ISO é 90% da curva de Euler).

Importa destacar que o valor da esbelteza calculado pelas normas (iguais em ambas pelo facto de neste caso  $f_{yc} = f_y$ ) se começa a afastar da esbelteza calculada a partir dos resultados numéricos ( $\lambda = \sqrt{f_y/\sigma_{cr}}$ ) à medida que as esbeltezas aumentam. Em relação a isto nota-se, pela Tabela 6.5, que o erro é praticamente nulo para o elemento menos esbelto ( $< 1\%$ ), sendo no entanto notório para os elementos mais esbeltos, sobretudo os últimos dois (cerca de 13% para o elemento mais esbelto). Contudo, este aspecto tem apenas como consequência a translação, em relação às curvas, dos pontos da análise numérica de maior esbelteza para a esquerda. Isto é perceptível, por exemplo, no último elemento da tabela em que o coeficiente  $\chi$  numérico é 7,48% maior que o obtido pelo EC3-1-1 (significando que a norma é mais conservativa). No entanto quando traçada a informação no gráfico verifica-se que o ponto fica coincidente com a curva desta norma. Assim sendo, os resultados apresentados no gráfico devem ser analisados para as esbeltezas superiores tendo este aspecto em consideração.

Apesar desta particularidade, o que tem relevância é, naturalmente, o valor obtido para as resistências através do coeficiente de encurvadura  $\chi$  e esse verifica-se ser, de uma forma geral, mais próximo entre as normas e a análise numérica quando se considera como amplitude para as imperfeições o valor L/500. No entanto, os valores numéricos de  $\chi$  para as esbeltezas maiores parecem indicar que esta imperfeição se torna demasiado reduzida para o EC3-1-1 tendo em conta os valores obtidos por esta norma. De facto na maior esbelteza representada verifica-se ser a imperfeição L/300 a que melhor ajuste oferece (diferença de -0,63%) à curva do Eurocódigo. Em relação à ISO verifica-se que as diferenças, utilizando a amplitude L/500, são bastante reduzidas em toda a gama de esbeltezas aqui consideradas (diferença máxima de 2,25%). Assim, o facto de para amplitudes de L/250 e L/300 os resultados numéricos obtidos serem inferiores aos da ISO parece indicar que a calibração das expressões desta norma foi feita tendo em conta valores de imperfeições mais reduzidos que os indicados pelo Eurocódigo (através das imperfeições  $e_0/l$ ).



Na Tabela 6.6 apresentam-se as resistências normalizadas finais (com os coeficientes parciais de segurança) que a ISO e o EC3 oferecem. Os valores indicados pela ISO verificam-se estar relativamente acima (em média 14,31%) dos resultados numéricos (fazendo uso de imperfeições de  $L/500$ ). No que concerne ao EC3-1-1, uma vez que  $\gamma_{M1} = 1,0$  as resistências normalizadas apresentam o valor do coeficiente de redução de encurvadura acima referidos. Assim sendo, verifica-se que a amplitude das imperfeições que melhor se ajusta aos resultados numéricos tem o valor de  $L/500$ . Ainda assim, verifica-se na tabela seguinte, para o EC3-1-1, a existência de alguns valores ligeiramente abaixo dos determinados numericamente (no máximo -1,27%). Contudo, se verificada a resistência paralelamente pelo EC3-1-6 ( $\gamma_{M1} = 1,1$ ) verifica-se que esta norma apresenta valores mais baixos que os numéricos (e por isso seguros). Este facto permite evidenciar, em alguns casos, que mesmo no campo de aplicação do EC3-1-1 a resistência está a ser condicionada (de acordo com o EC3-1-6) por fenómenos locais.

Tabela 6.6 – Comparação dos resultados numéricos (imperfeições de  $L/500$ ) com a resistência final na ISO, EC3-1-1 (e EC3-1-6) – Encurvadura Global

L (m)	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	$\chi$ Num	ISO		EC3			
				$\chi$ ISO	Dif. (%)	$\chi$ EC3-1-1	Dif. (%)	$\chi$ EC3-1-6	Dif. (%)
10	1,5	50	0,9871	0,8321	<b>15,50</b>	0,9878	<b>-0,07</b>	0,8935	<b>9,36</b>
15	1,5	50	0,9672	0,8130	<b>15,42</b>	0,9573	<b>0,99</b>	0,8819	<b>8,53</b>
20	1,5	50	0,9084	0,7861	<b>12,23</b>	0,9211	<b>-1,27</b>	0,8735	<b>3,49</b>
25	1,5	50	0,8983	0,7516	<b>14,67</b>	0,8751	<b>2,32</b>	0,8735	<b>2,48</b>
25	1,25	50	0,8530	0,7076	<b>14,54</b>	0,8121	<b>4,09</b>	0,8878	<b>-3,48</b>
25	1,0	50	0,7594	0,6245	<b>13,49</b>	0,6846	<b>7,48</b>	0,9031	<b>-14,37</b>

## 6.2.2 Pressão hidrostática

Atendendo ao anteriormente indicado para o dimensionamento à pressão hidrostática na Tabela 5.10 e Tabela 5.11, respectivamente para a ISO e EC3-1-6 podem ser traçadas as curvas de encurvadura circunferencial como indicado na Figura 6.20.

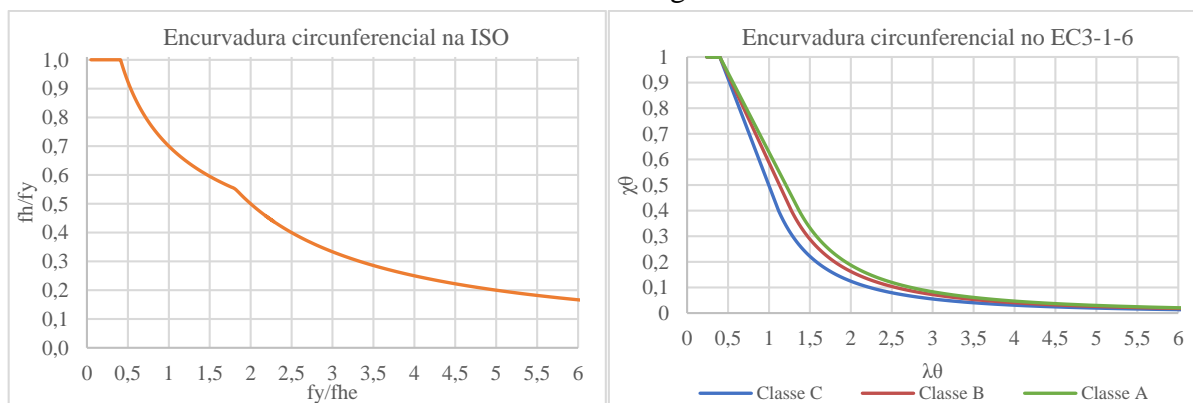


Figura 6.20 – Curvas de encurvadura circunferencial na ISO e no EC3-1-6

Mais uma vez se nota que as curvas são definidas em intervalos caracterizados por diferentes variáveis. Assim, para que as curvas possam ser sobrepostas adoptou-se, mais uma vez, como abcissa para o gráfico a esbelteza definida pelo EC3-1-6. Ou seja, o procedimento consistiu em determinar para cada geometria a esbelteza dada pelo Eurocódigo e marcar em

ordenadas, além da resistência ( $\chi$ ) dessa norma, a que é dada pela ISO. Isto resultou nos gráficos expostos na Figura 6.22 e na Figura 6.23, respectivamente para os comprimentos de 5 e 10 m.

Relativamente aos modos de encurvadura a utilizar como forma de imperfeição acontece aqui algo semelhante ao que se explicou para a encurvadura local por compressão. Ou seja, foram procurados os modos (neste caso nos 25 primeiros) que mais se aproximavam da deformação indicada pelo EC3-1-6, agora através do comprimento de referência circunferencial ( $l_{g\theta}$ ). O uso do primeiro modo de encurvadura verificou-se ser demasiado conservativo, usando as amplitudes definidas pelo EC3-1-6, comparativamente à resistência dada por ambas as normas. Aqui a diferença entre o uso dos primeiros modos e os modos mais altos verificou-se ser mais significativa que no caso da encurvadura local por compressão. Este aspecto é explicado pelo facto do 1º modo de encurvadura afectar, de forma geral, todo o comprimento da peça com uma deformação traduzida apenas por uma concavidade (ver Figura 6.21).

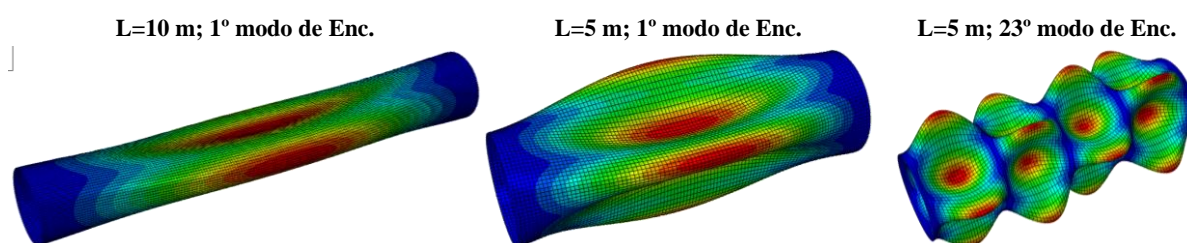


Figura 6.21 – Exemplos de modos de encurvadura devido à pressão hidrostática para uma espessura de 0,05 m, um diâmetro de 1,5 m e comprimentos de 5 e 10 m

Relativamente à amplitude destas imperfeições recorreu-se, mais uma vez, ao prescrito no EC3-1-6. Como se viu, o seu valor corresponde ao maior valor de duas expressões, sendo uma influenciada principalmente pelo comprimento e a outra pela espessura. Contudo, verificou-se que para as espessuras maiores aqui consideradas o valor mais condicionante era o que dependia da espessura e este originava valores demasiado conservativos, como será possível verificar de seguida. Assim sendo, foram também testados os mesmos tubos com o valor das imperfeições independentemente da espessura do elemento. Ainda relativamente a isto, apesar de as espessuras utilizadas em estruturas *offshore* serem, normalmente, maiores que as utilizadas na construção mais corrente, as maiores espessuras aqui utilizadas (5 e 10 cm) deverão ter pouca aplicação prática. O seu uso serviu sobretudo para se obter esbeltezas mais baixas, para que desta forma se pudesse abranger uma gama mais alargada de esbeltezas. Apesar de que isto poderia ter sido feito recorrendo à diminuição do diâmetro, aproveitou-se esta espessura para avaliar até que ponto esse elemento seria bem simulado com elementos de casca comparando-o com uma análise em que se utilizaram elementos sólidos C3D20R (elemento hexaédrico de 20 nós com integração reduzida).



Tabela 6.7 – Resultados numéricos à encurvadura circunferencial devido à pressão hidrostática e comparação com o EC3-1-1 e a ISO (L=5 m)

Teste N°	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δ <sub>w0</sub> (EC) (mm)	Δ <sub>w0</sub> (EC ind. t) (mm)	P <sub>cr</sub> (MPa)	P <sub>pl</sub> (MPa)	σ <sub>0Rcr</sub> (MPa)	λ (EC)	λ (Num)
1	1,5	100	5	4398,2	62,50	18,56	237,54	47,33	1781,53	0,399	0,446
2	1,5	50	5	2277,7	31,25	18,56	49,50	23,67	742,48	0,680	0,691
3	1,5	25	5	1158,5	18,56	18,56	7,99	11,83	239,81	1,154	1,217
4	1,5	15	5	699,8	18,56	18,56	2,56	7,10	127,92	1,695	1,666
5	1,5	10	5	468,1	18,56	18,56	0,86	4,73	64,15	2,299	2,352
6	1,5	5	5	234,8	18,56	18,56	0,16	2,37	23,99	3,870	3,847

Teste N°	1° modo					1° modo (Imp. indep. t)			25 modos (Imp. indep. t)			
	χ <sup>θ</sup> (EC)	χ <sup>θ</sup> (ISO)	χ <sup>θ</sup> (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)	χ <sup>θ</sup> (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)	Modo	χ <sup>θ</sup> (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)
1	1,000	1,000	0,5056	<b>-49,44</b>	<b>-49,44</b>	0,8823	<b>-11,77</b>	<b>-11,77</b>	22	0,9907	<b>-0,93</b>	<b>-0,93</b>
2	0,766	0,722	0,3745	<b>-39,17</b>	<b>-34,78</b>	0,4948	<b>-27,14</b>	<b>-22,75</b>	23	0,7024	<b>-6,38</b>	<b>-1,99</b>
3	0,376	0,404	0,2708	<b>-10,50</b>	<b>-13,36</b>	0,2708	<b>-10,50</b>	<b>-13,36</b>	15	0,3515	<b>-2,43</b>	<b>-5,29</b>
4	0,174	0,187	0,1748	<b>0,08</b>	<b>-1,25</b>	0,1748	<b>0,08</b>	<b>-1,25</b>	15	0,2125	<b>3,85</b>	<b>2,52</b>
5	0,095	0,102	0,0817	<b>-1,29</b>	<b>-2,00</b>	0,0817	<b>-1,29</b>	<b>-2,00</b>	15	0,1366	<b>4,20</b>	<b>3,49</b>
6	0,033	0,036	0,0368	<b>0,34</b>	<b>0,09</b>	0,0368	<b>0,34</b>	<b>0,09</b>	15	0,0512	<b>1,78</b>	<b>1,53</b>

Tabela 6.8 – Resultados numéricos recorrendo a elementos sólidos (L=5 m)

t (mm)	P <sub>cr</sub> (MPa)	λ (EC)	λ (Num)	1° modo (Imp. indep. t)		
				χ <sup>θ</sup> (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)
100	260,04	0,399	0,427	0,9265	<b>-7,35</b>	<b>-7,35</b>
50	56,38	0,680	0,648	0,5148	<b>-25,14</b>	<b>-20,75</b>

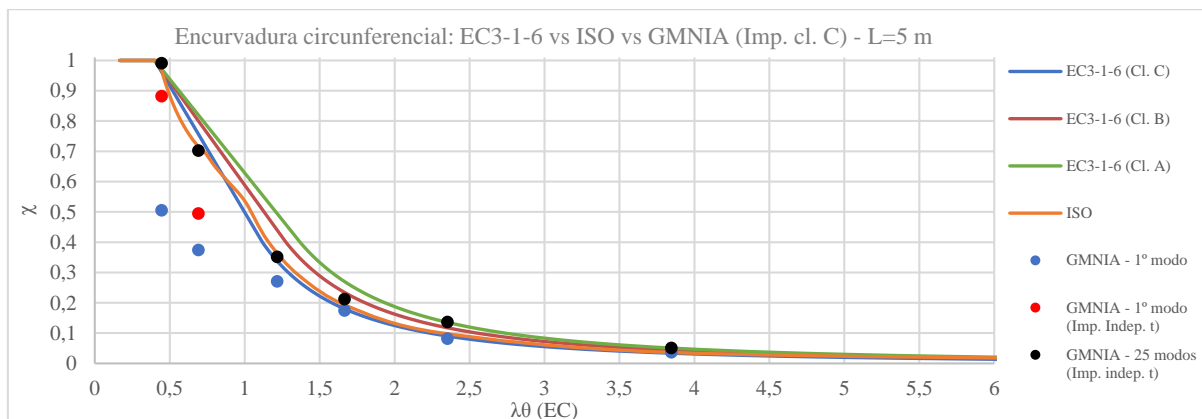


Figura 6.22 – Comparação da resistência à encurvadura circunferencial no EC3-1-6 e ISO com os resultados numéricos (Imperfeições EC cl. C) (L=5 m)

Tabela 6.9 – Resultados numéricos à encurvadura circunferencial devido à pressão hidrostática e comparação com o EC3-1-1 e a ISO (L=10 m)

Teste N°	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	L (m)	A (cm <sup>2</sup> )	Δ <sub>w0</sub> (EC) (mm)	Δ <sub>w0</sub> (EC ind. t) (mm)	P <sub>cr</sub> (MPa)	P <sub>pl</sub> (MPa)	σ <sub>0Rcr</sub> (MPa)	λ (EC)	λ (Num)
1	1,5	100	10	4398,2	62,50	18,56	132,52	47,33	927,65	0,537	0,619
2	1,5	50	10	2277,7	31,25	18,56	20,75	23,67	300,86	1,031	1,086
3	1,5	25	10	1158,5	18,56	18,56	4,18	11,83	123,26	1,651	1,697
4	1,5	15	10	699,8	18,56	18,56	1,32	7,10	65,35	2,397	2,331
5	1,5	10	10	468,1	18,56	18,56	0,43	4,73	31,98	3,252	3,332
6	1,5	5	10	234,8	18,56	18,56	0,08	2,37	11,65	5,473	5,519

Teste N°	1° modo					1° modo (Imp. indep. t)			25 modos (Imp. indep. t)			
	$\chi^0$ (EC)	$\chi^0$ (ISO)	$\chi^0$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)	$\chi^0$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)	Modo	$\chi^0$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)
1	0,885	0,979	0,3785	<b>-50,69</b>	<b>-60,06</b>	0,676	<b>-20,94</b>	<b>-30,31</b>	15	0,8757	<b>-0,97</b>	<b>-10,34</b>
2	0,473	0,562	0,2638	<b>-20,93</b>	<b>-29,85</b>	0,3405	<b>-13,26</b>	<b>-22,18</b>	18	0,5159	<b>4,28</b>	<b>-4,64</b>
3	0,183	0,176	0,1923	<b>0,89</b>	<b>1,63</b>	0,1923	<b>0,89</b>	<b>1,63</b>	12	0,2406	<b>5,72</b>	<b>6,46</b>
4	0,087	0,084	0,0982	<b>1,12</b>	<b>1,47</b>	0,0982	<b>1,12</b>	<b>1,47</b>	12	0,1486	<b>6,16</b>	<b>6,51</b>
5	0,047	0,051	0,0544	<b>0,71</b>	<b>0,38</b>	0,0544	<b>0,71</b>	<b>0,38</b>	15	0,0871	<b>3,98</b>	<b>3,65</b>
6	0,017	0,018	0,0208	<b>0,41</b>	<b>0,29</b>	0,0208	<b>0,41</b>	<b>0,29</b>	15	0,0379	<b>2,12</b>	<b>2,00</b>

Tabela 6.10 – Resultados numéricos recorrendo a elementos sólidos (L=10 m)

t (m)	Pcr (MPa)	1° modo (Imp. indep. t)				
		$\lambda$ (EC)	$\lambda$ (Num)	$\chi^0$ (Num)	Dif. EC (%)	Dif. ISO (%)
100	176,94	0,537	0,535	0,6915	<b>-19,39</b>	<b>-28,76</b>
50	23,03	1,031	1,031	0,4165	<b>-5,66</b>	<b>-14,58</b>

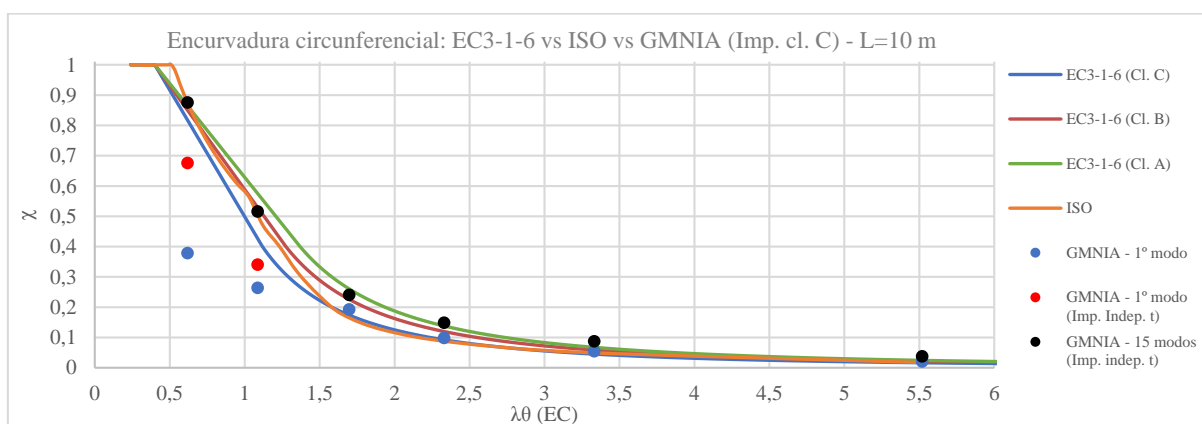


Figura 6.23 – Comparação da resistência à encurvadura circunferencial no EC3-1-6 e ISO com os resultados numéricos (Imperfeições EC cl. C) (L=10 m)

Pela verificação dos resultados apresentados conclui-se que as curvas do Eurocódigo se ajustam consideravelmente bem às obtidas pela ISO. No elemento mais comprido a curva desta norma sofre uma translação para a direita (em relação ao elemento de 5 m), consequência da mudança de variável nas abcissas. Isto implica que esta norma apresente, para esbeltezas (do Eurocódigo) menores que  $\approx 1,5$ , valores ligeiramente menos conservativos que o EC3-1-6.

No que concerne aos resultados numéricos verifica-se que a utilização do primeiro modo de encurvadura resulta em valores demasiado conservativos para as esbeltezas baixas em qualquer uma das normas, mesmo com a utilização das imperfeições calculadas como independentes da espessura. Este aspecto evidencia a particular sensibilidade que o modo de encurvadura utilizado como imperfeição tem nesta análise. Ainda que não se consiga garantir que os modos utilizados como imperfeições tenham exactamente a geometria definida pelos comprimentos de referência definidos no EC3-1-6, os resultados acima evidenciam que uma escolha cuidada desses modos conduzem a resultados próximos dos definidos nas normas. De facto verifica-se que a pesquisa desses modos conduziram a resultados numéricos que se aproximam bem de ambas as normas, de forma geral ligeiramente acima (indicando o conservadorismo das normas). Existe, contudo, uma pequena ressalva para a espessura maior do elemento mais comprido relativamente à ISO. O valor numérico relativo a este elemento

ficou cerca de 10% abaixo do indicado pela ISO, sendo que a diferença para o EC3-1-6 de apenas  $\approx 1\%$ . Isto é justificado pelo facto do patamar da curva da ISO acabar para esbeltezas ligeiramente superiores. O facto deste ponto se apresentar no gráfico coincidente com a curva da ISO, apesar da diferença verificada no coeficiente  $\chi$ , deve-se ao facto das esbeltezas mais reduzidas calculadas numericamente (a partir da pressão crítica  $P_{cr}$ ) se afastarem das calculadas pela do Eurocódigo. Recorrendo à simulação destes tubos cilíndricos com elementos sólidos verifica-se que as esbeltezas calculadas por esta via já se aproximam das que são dadas pelo Eurocódigo. No que respeita ao valor da resistência verifica-se que a diferença não é tão significativa. Esta evidência permite concluir que a carga crítica (não tanto o valor da resistência) calculados pelos elementos de casca para esbeltezas tão baixas ( $D/t$  demasiado reduzidos) apresentam erros que não são desprezáveis, uma vez que a análise se afasta dos pressupostos da utilização dos elementos de casca.

Na Tabela 6.11 são apresentadas as resistências finais normalizadas à encurvadura circunferencial (fazendo uso dos coeficientes parciais de segurança) oferecidas pela ISO e pelo EC3-1-1. Devido ao facto das diferenças entre os resultados numéricos e os resultados de ambas as normas apresentarem valores positivos para todas as geometrias conclui-se que a sua aplicação é segura. Além disso, pode verificar-se que a ISO oferece valores conservativos mesmo quando aplicada fora dos limites estabelecidos pela mesma.

Tabela 6.11 – Comparação dos resultados numéricos com a resistência final (com coeficientes parciais de segurança) na ISO e no EC3-1-6 – Encurvadura Circunferencial

L (m)	D <sub>ext</sub> (m)	t (mm)	$\chi$ Num	ISO		EC3-1-6	
				$\chi$ ISO	Dif. (%)	$\chi$ EC3	Dif. (%)
5	1,5	100	0,9907	0,8000	<b>19,07</b>	0,9091	<b>8,16</b>
5	1,5	50	0,7024	0,5778	<b>12,46</b>	0,6966	<b>0,58</b>
5	1,5	25	0,3515	0,3235	<b>2,80</b>	0,3416	<b>0,99</b>
5	1,5	15	0,2125	0,1498	<b>6,27</b>	0,1582	<b>5,43</b>
5	1,5	10	0,1366	0,0814	<b>5,52</b>	0,0860	<b>5,06</b>
5	1,5	5	0,0512	0,0287	<b>2,25</b>	0,0303	<b>2,09</b>
10	1,5	100	0,8757	0,7833	<b>9,24</b>	0,8049	<b>7,08</b>
10	1,5	50	0,5159	0,4499	<b>6,60</b>	0,4301	<b>8,58</b>
10	1,5	25	0,2406	0,1408	<b>9,98</b>	0,1667	<b>7,39</b>
10	1,5	15	0,1486	0,0668	<b>8,18</b>	0,0791	<b>6,95</b>
10	1,5	10	0,0871	0,0405	<b>4,66</b>	0,0430	<b>4,41</b>
10	1,5	5	0,0379	0,0143	<b>2,36</b>	0,0152	<b>2,27</b>

### 6.2.3 Compressão + Pressão hidrostática

A redução da capacidade resistente à compressão, na presença de pressão hidrostática, é feita na ISO, no caso de não se considerar a flexão, através da componente axial devido à pressão hidrostática  $\sigma_{q,sd}$  (ver Tabela 5.19). Esta componente não é considerada pelo EC3-1-6 que considera apenas a compressão circunferencial devido à pressão lateral (ver Tabela 5.20). Assumindo a não existência de flexão verifica-se que as duas fórmulas de interacção da ISO e a do EC3-1-6 assumem fórmulas lineares e não lineares respectivamente. Resolvendo estas inequações para os valores de compressão (máximos) através do estabelecimento de valores fixos para a pressão hidrostática, obtêm-se para esbeltezas de secções crescentes o gráfico apresentado na Figura 6.24.

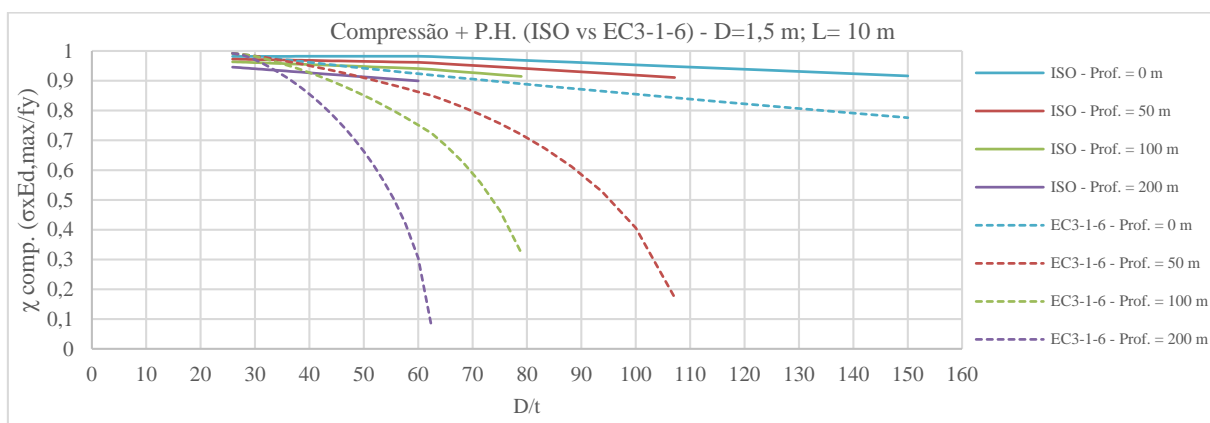


Figura 6.24 – Resistência normalizada à compressão na presença de pressão hidrostática, sem Coef. Parciais de Segurança (D=1,5 m e L=10 m)

Da figura anterior verifica-se que o EC3-1-6 é consideravelmente mais conservativo que a ISO (ainda que as diferenças possam ser reduzidas com o uso dos coeficientes parciais de segurança) na redução da compressão máxima admissível na presença de pressão hidrostática, à medida que a esbelteza das secções aumenta.

Para aferir qual a norma que mais se aproxima dos resultados numéricos foram efectuados dois procedimentos distintos. De uma forma aproximada ao processo de montagem a que estas estruturas estão na realidade sujeitas, efectuou-se um procedimento que consistiu em estabelecer no ABAQUS um primeiro *step* (do tipo STATIC) em que é aplicada uma pressão hidrostática e mantida constante ao longo do tempo, sendo que num *step* seguinte (do tipo RIKS) é aplicada uma força de compressão com o valor da carga que plastifica a secção. Isto tem como objectivo determinar a percentagem dessa força (através do coeficiente  $\chi$ ) que corresponde à carga máxima suportada pela estrutura. Para avaliar as diferenças provenientes de uma incrementação proporcional, isto é em que ambas as cargas são incrementadas simultaneamente, efectuou-se outro procedimento que consistiu em aplicar num mesmo *step* (do tipo RIKS) o valor da pressão hidrostática e uma força de compressão. O valor a aplicar para ambas as cargas foi obtido através de um vector com norma um, normalizado à tensão de cedência. Ao fazer a variação do ângulo ( $\theta$ ) desse vector (neste caso com incrementos de  $15^\circ$ ) passa-se progressivamente de uma situação em que toda a tensão de cedência é utilizada na carga de compressão (não havendo por isso pressão hidrostática,  $\theta=0^\circ$ ), para uma situação em que toda a tensão de cedência é utilizada pela pressão hidrostática (não havendo compressão,  $\theta=90^\circ$ ). Este processo é ilustrado na Tabela 6.12.

Tabela 6.12 – Coordenadas do vector de incrementação proporcional

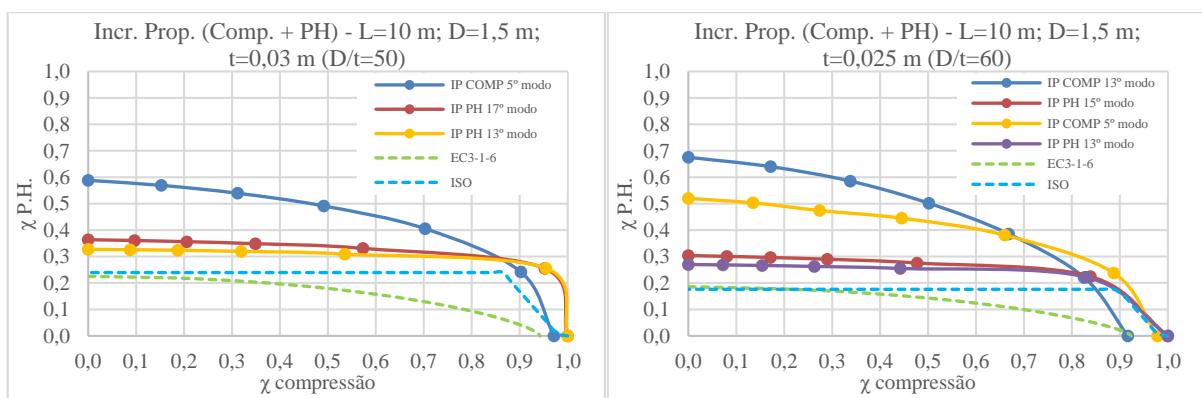
		Coordenadas do vector				
$\theta$ ( $^\circ$ )	$\theta$ (rad)	Comp. (cos $\theta$ )	PH (sin $\theta$ )	$f_y$ (MPa)	$\sigma_{Comp}$ (MPa)	$\sigma_{PH}$ (MPa)
0	0,000	1,000	0,000	355	355,00	0,00
15	0,262	0,966	0,259	355	342,90	91,88
30	0,524	0,866	0,500	355	307,44	177,50
45	0,785	0,707	0,707	355	251,02	251,02
60	1,047	0,500	0,866	355	177,50	307,44
75	1,309	0,259	0,966	355	91,88	342,90
90	1,571	0,000	1,000	355	0,00	355,00

A partir das tensões correspondentes a cada ângulo acabadas de determinar para cada um dos esforços calcula-se a força de compressão e a pressão hidrostática a aplicar, respectivamente por  $N = \sigma_{comp}A$  e  $p = \sigma_{PH}t/(D/2)$ . A conclusão a que se chegou é que as diferenças nos resultados obtidos por ambos os métodos são mínimas.

Para avaliar a influência que o tipo de modo de encurvadura a utilizar como imperfeições (obtidos por uma LBA para forças de compressão e de pressão lateral) tem na interação da compressão com a pressão hidrostática foram verificadas as resistências obtidas na presença de ambos os tipos de modos. A escolha do modo e a amplitude a considerar para as imperfeições foi feita de forma análoga ao explicado anteriormente aquando da consideração dos esforços isolados. Com base nisto obtêm-se as curvas de interação apresentadas na Figura 6.25 (sem a consideração de coeficientes parciais de segurança) das quais se podem tirar as seguintes conclusões. Em primeiro lugar e ao encontro do referido anteriormente, a resistência obtida à pressão hidrostática ( $\chi_{P.H.}$ ) é praticamente coincidente em ambas as normas, existindo no entanto uma diferença (consideravelmente menor no EC3-1-6) relativamente à resistência à compressão (local) ( $\chi_{compressão}$ ). O andamento das curvas nas duas normas é consideravelmente distinto. No que respeita à ISO verifica-se que a resistência à compressão é linearmente decrescente à medida que a pressão hidrostática sobe, até ao ponto em que a resistência do elemento é condicionada pela encurvadura circunferencial (linhas horizontais). No que respeita à curva do EC3-1-6 a redução da resistência à compressão vai sendo feita em todo a amplitude de  $\chi_{P.H.}$ .

Relativamente aos resultados numéricos verifica-se que as curvas por eles definidos estão de uma forma geral acima das definidas pelas normas (indicando a segurança destas) à excepção de alguns casos na ISO no que respeita à compressão. Isto pode ser justificado pelo facto de as imperfeições terem sido definidas de acordo com o EC3-1-6 e essas (como se viu no Subcapítulo 6.2.1) são demasiado desfavoráveis para a ISO. Contudo, o elevado coeficiente parcial de segurança desta norma faz com que a resistência final desta norma seja conservativa mesmo considerando estas imperfeições.

Os modos de encurvadura definidos pela pressão hidrostática verificam-se ser condicionantes em quase todo o desenvolvimento das curvas, à excepção naturalmente de quando o valor da compressão passa a ser significativo.



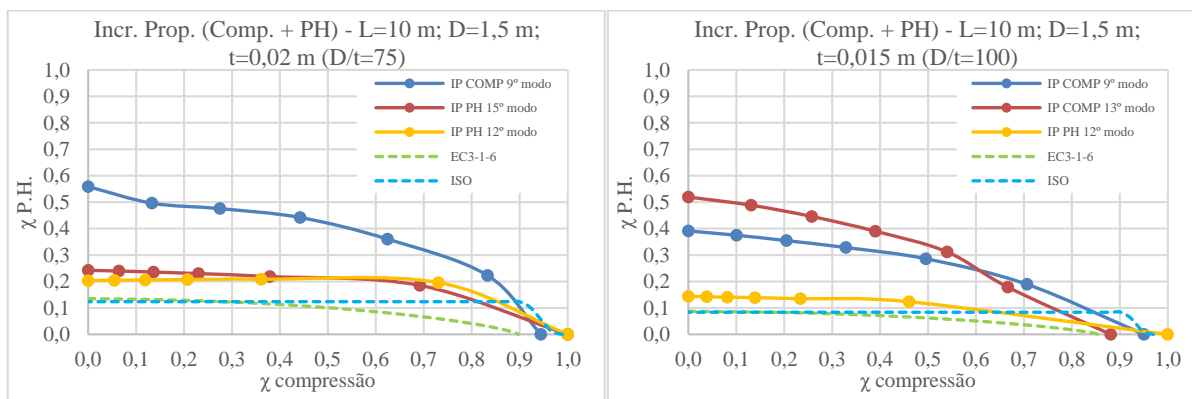


Figura 6.25 – Comparação das curvas de interacção (ISO e EC3-1-6) sem C.P.S com os resultados numéricos obtidos através de incremento proporcional (D=1,5 m e L=10 m)

### 6.2.4 Análise estatística

Para os dados fornecidos nos Subcapítulos 6.2.1 e 6.2.2 (da Tabela 6.2 à Tabela 6.11) apresenta-se neste subcapítulo a sua análise estatística. Para tal recorreu-se à média, ao desvio padrão e ao coeficiente de variação (relação entre o desvio padrão e a média) do rácio entre a resistência das normas (para a ISO e EC3) e a resistência obtida numericamente. São ainda apresentados os resultados com e sem a utilização de coeficientes parciais de segurança (C.P.S.). Com isto objectiva-se verificar a existência de eventuais passagens de situações de não segurança (média de  $R_{norma}/R_{numérica} > 1$ ) para situações de segurança (média de  $R_{norma}/R_{numérica} \leq 1$ ) após utilização dos C.P.S..

Relativamente à encurvadura local confirma-se na Tabela 6.13 que a ISO apresenta valores não conservativos (mesmo com a utilização de C.P.S) quando analisados a totalidade dos dados. Por esta razão, fez-se a análise separada para as geometrias em que a ISO tem aplicabilidade (espessuras de 15, 25 e 30 mm), concluindo-se que a norma é segura quando são considerados os C.P.S.. Para este tipo de encurvadura, o Eurocódigo verifica-se ser uma norma com resistências mais bem ajustadas aos resultados numéricos (média e desvio padrão menores).

Tabela 6.13 – Análise estatística da relação entre as resistências numéricas e as resistências da ISO e EC3-1-6 para a encurvadura local por compressão

		Encurvadura Local							
		Sem C.P.S.				Com C.P.S.			
		Esp. (mm)	ISO	EC3-1-6	ISO	EC3-1-6	ISO	EC3-1-6	
Média	15-30*	1,085	1,379	0,970	0,906	0,906	1,158	0,896	0,834
$R_{norma}/R_{numérica}$	1,5-10	1,497		0,881	0,906	1,259		0,809	
Desvio Padrão	15-30*	0,036	0,298	0,022	0,162	0,034	0,254	0,017	0,151
$R_{norma}/R_{numérica}$	1,5-10	0,272		0,187	0,162	0,230		0,174	
Coeficiente de Variação (%)	15-30*	3,36	21,63	2,26	17,86	3,78	21,89	1,94	18,09
	1,5-10	18,20		21,29	18,27	21,54			

\*Onde a ISO tem aplicabilidade

Relativamente à encurvadura global (Tabela 6.14) verifica-se que tanto a ISO como o EC3-1-1 apresentam valores bastante bem ajustados aos resultados numéricos (média dos rácios  $\approx 1$  e desvios padrão muito baixos). Assim sendo, a utilização de um valor para o C.P.S.

considerável, como acontece na ISO ( $\gamma_M = 1,18$ ), implica que as resistências finais sejam consideravelmente conservativas. Relativamente ao EC3-1-1, pelo facto de  $\gamma_{M1} = 1,0$  o valor da resistência mantém-se inalterado com a utilização dos C.P.S., embora seja, ainda assim, segura.

Tabela 6.14 – Análise estatística da relação entre as resistências numéricas e as resistências da ISO e EC3-1-1 para a encurvadura global por compressão

	Encurvadura Global			
	Sem C.P.S.		Com C.P.S.	
	ISO	EC3-1-1	ISO	EC3-1-1
Média $R_{norma}/R_{numérica}$	0,991	0,972	0,840	0,972
Desvio Padrão $R_{norma}/R_{numérica}$	0,017	0,041	0,015	0,041
Coefficiente de Variação (%)	1,75	4,19	1,75	4,19

Pela Tabela 6.15 nota-se, que em média, tanto a ISO como o EC3-1-6 apresentam valores seguros para as resistências comparativamente aos resultados numéricos. Ainda assim, importa destacar o seguinte. Uma vez que os valores da resistência para tubos cilíndricos mais esbeltos podem ser bastante baixos, é de esperar (mesmo que a diferença entre a resistência das normas e a resistência numérica seja pequena, como se viu no Subcapítulo 6.2.2) valores consideravelmente afastados da unidade para os rácios dessas resistências. Por conseguinte, é de prever que este facto afecte os resultados estatísticos quando usados a totalidade dos dados. Por esta razão a análise estatística foi dividida em dois grupos de espessuras (as maiores: 25, 50 e 100 mm; e as menores: 5, 10 e 15 mm). A diferença de resultados nestes dois grupos é bastante perceptível, sobretudo pela diferença das médias, onde se verifica que esta é mais próxima da unidade nas espessuras que originam maiores resistências.

Tabela 6.15 – Análise estatística da relação entre as resistências numéricas e as resistências da ISO e EC3-1-6 para a encurvadura circunferencial devido à pressão hidrostática

	Esp. (mm)	Encurvadura Circunferencial							
		Sem C.P.S.				Com C.P.S.			
		ISO	EC3-1-6	ISO	EC3-1-6	ISO	EC3-1-6	ISO	EC3-1-6
Média $R_{norma}/R_{numérica}$	25-100	1,021	0,839	0,977	0,799	0,817	0,671	0,888	0,727
	5-15	0,657		0,622		0,526		0,565	
Desvio Padrão $R_{norma}/R_{numérica}$	25-100	0,152	0,238	0,121	0,221	0,121	0,190	0,110	0,201
	5-15	0,148		0,131		0,118		0,118	
Coefficiente de Variação (%)	25-100	14,84	28,36	12,40	27,61	14,85	28,35	12,41	27,60
	5-15	22,50		20,99		22,48		20,94	

## 7 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Seguidamente apresentam-se algumas das principais conclusões resultantes da elaboração deste trabalho.

- Da comparação directa entre as expressões fornecidas pelas normas verifica-se que a NORSOK e a ISO apresentam formulações bastante semelhantes. Contudo, constata-se diferenças nas resistências finais devido aos diferentes coeficientes parciais de segurança.
- O procedimento do Eurocódigo verifica-se ser por vezes consideravelmente distinto das restantes normas.
- A ISO oferece valores seguros relativamente aos fenómenos de encurvadura local por compressão apenas para o campo de aplicação estabelecido na norma. Para  $D/t$  superiores a 120, utilizando as imperfeições definidas pela EC3-1-6, esta norma não apresenta dimensionamentos seguros.
- A utilização do EC3-1-6 para a verificação dos fenómenos de encurvadura local por compressão verifica-se ser segura além dos limites de aplicação da ISO.
- A utilização de amplitudes de imperfeições  $e_0/L=1/300$  e  $1/250$ , para uma análise elástica e plástica, respectivamente, definidas no EC3-1-1 para a curva de encurvadura  $a$ , verificou-se oferecer valores numéricos inferiores aos dados tanto por esta norma como pela ISO. Para estes elementos a amplitude que melhor se ajustou às curvas de encurvadura global corresponde ao valor  $L/500$ . Ainda assim, verificou-se, em algumas situações, que o EC3-1-6 apresenta valores mais conservativos que o EC3-1-1, mesmo em classes anteriores à 4. Assim sendo, o EC3 oferece valores seguros (para imperfeições de  $L/500$ ) quando utilizadas em conjunto ambas as partes do EC3.
- A ISO oferece valores seguros relativamente aos fenómenos de encurvadura global.
- As resistências à pressão hidrostática obtidas pela ISO e pelo Eurocódigo verificam-se ser bastantes semelhantes e seguras mesmo quando aplicadas para  $D/t > 120$ .
- A fórmula de interacção da compressão com a pressão hidrostática no EC3-1-6 é segura quando aplicada a estruturas *offshore* mas pode ser consideravelmente conservativa.

Devido à complexidade de alguns dos assuntos abordados, considera-se que o trabalho apresentado deva ser complementado sobretudo nos seguintes aspectos:

- Avaliar a influência que o uso de outra lei de comportamento teria nos resultados obtidos;
- Avaliação do impacto da consideração das diferentes classes de fabricação do EC3-1-6;
- Aprofundar o estudo da influência da escolha dos modos de encurvadura utilizados como padrão para as imperfeições geométricas equivalentes;
- Alargamento do estudo numérico a outros esforços (isolados e em conjunto);
- Desenvolvimento de expressões de interacção com pressão hidrostática no EC3-1-1;
- Aprofundar o estudo da passagem da EN 1993-1-1 para a EN 1993-1-6;



## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS User's manual - Version 6.11 (2011). Dassault Systèmes Simulia Corp., USA.
- American Petroleum Institute (1993). "API RP 2A (LRFD) - Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design". Ed.1, API, Washington.
- Arbocz, J. (1982). "The imperfection data bank, a means to obtain realistic buckling loads". Buckling of Shells, ed E. Ramm, Proc. State-of-the-Art Coll., Stuttgart University.
- Bai, Y. (2003). "Marine structural design". Ed. 1, Elsevier, Amsterdam, Boston. 0-08-043921-7.
- Bjorhovde, R. e Tall, L. (1971). "Maximum Column Strength and the Multiple Column Curve Concept". Fritz Eng. Lab . Rep. No. 338.29, Lehigh University.
- Chajes, A. (1974). "Principles of Structural Stability Theory". Prentice-Hall, New Jersey.
- Chakrabarti, S. (2005). "Handbook of Offshore Engineering". vol. I & II. Elsevier, Illinois, USA. 978-0-08-044568-7
- Chen, W. e Ross, D. (1978). "The Strength of Axially Loaded Tubular Columns - Tests of Fabricated Tubular Columns". Fritz Engineering Laboratory Report No. 393.8, Lehigh University, Pennsylvania.
- Crisfield, M. (1981). "A Fast Incremental/Iteration Solution Procedure that Handles 'Snap-Through'". Computers and Structures, vol 13.
- Dias da Silva, V. (2004). "Mecânica e resistência dos materiais". Ed. 3, Zuari, Coimbra. 972-98155-1-8.
- DNV (2011). "Comparison of API, ISO, and NORSOK Offshore Structural Standards". Det Norske Veritas.
- Donnell, L. (1934). "A New Theory for the Buckling of Thin Cylinders Under Axial Compression and Bending". Trans. ASME, Vol. 56.
- Donnell, L. e Wan, C. (1950). "Effect of imperfections on buckling of thin cylinders and columns under axial compression". J Appl Mech, ASME 17(1).
- European Committee for Standardization (2007). "EN 1993-1-6:2007 - Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures". CEN, Brussels.
- European Committee for Standardization (2005). "EN 1993-1-1:2005 - Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings". CEN, Brussels.
- Geren, R. L. (2004). "Codes vs. Standards". RLGA Technical Services.
- Ghoneim, G. A. (2008). "Recent Developments in Offshore Codes, Rules and Regulations for Deepwater and Arctic E&P Systems". Proceedings of the Eighteenth (2008) International Offshore and Polar Engineering Conference, Vancouver, July 6-11, 2008, Vancouver.
- Guggenberger, W. (1996). "Effect of geometric imperfections taking into account the fabrication process and consistent residual stress fields of cylinders under local axial loads". Proc. International Workshop on Imperfections in Metal Silos: Measurement, Characterisation and Strength Analysis, CA-Silo, Lyon, France, 19 April.
- Gunzelman, S. e Ostapenko, A. (1977). "Local Buckling Tests on Three Steel Large-Diameter Tubular Columns", Fritz Engineering Laboratory Report No. 406.7, Lehigh University, Pennsylvania.
- Holst, J., Rotter, J. e Calladine, C. (2000). "Imperfections and buckling in cylindrical shells with consistent residual stresses". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 54.

- Holst, J., Rotter, J. e Calladine, C. (1999). "Imperfections in Cylindrical Shells resulting from Fabrication Misfits". *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 125, No. 4, April.
- HSE (2001). "Comparison of tubular member strength provisions in codes and standards". *Offshore Technology Report 2001/084*, United Kingdom.
- Idrus, A., Potty, N. e Nizamani, Z. (2010). "Tubular strength comparison of offshore jacket structures under API RP2A and ISO 19902". Perak, Malaysia.
- Infield Systems (2013), "Global Offshore Oil and Gas Outlook".
- International Organization for Standardization (2010). "ISO 19901-3 – Petroleum and natural gas industries - Specific Requirements for Offshore Structures - Part 3: Topsides Structure". Ed.1, ISO, Geneva.
- International Organization for Standardization (2007). "ISO 19902 - Petroleum and natural gas industries - Fixed Steel Offshore Structures". Ed.1, ISO, Geneva.
- International Organization for Standardization (2002). "ISO 19900 – Petroleum and natural gas industries - General Requirements for Offshore Structures". Ed. 1, ISO, Geneva.
- International Organization for Standardization e European Committee for Standardization (2014). "Guidelines for the implementation of the Agreement on Technical Cooperation between ISO and CEN (the Vienna Agreement)". 6th ed., ISO; CEN.
- International Organization for Standardization e International Electrotechnical Commission (2003). "The consumer and standards - Guidance and principles for consumer participation in standards development". ISO&IEC.
- ISC@ (n.d.). "ISC Innovative Engineering". [http://www.isc.dk/internet/isc.nsf/attachments/walney\\_Medium/\\$file/Walney.jpg](http://www.isc.dk/internet/isc.nsf/attachments/walney_Medium/$file/Walney.jpg). [Acedido em 6 5 2014].
- Iyengar, N. (1988). "Structural Stability of Columns and Plates". Ed. 1, Ellis Horwood Limited, England. 0-7458-0539-6
- Johansen, A. (2007). "Moving towards global standards for the benefit of oil and gas industry. 7 December 2007," Miami.
- Koiter, W. (1945). "On the Stability of Elastic Equilibrium", (Original em neerlandês). Tese de Doutorado, Universidade de Delft. Delft. (Tradução AFFDL-TR-70-25, Wright-Patterson Air Force Base, 1970)
- Lagoni, N. (2007). "The Liability of Classification Societies". Springer, Berlin. 978-3-540-72915-0.
- Mangiavachi, A., Rodenbusch, G., Radford, A. e Wisch, D. (2005), "API Offshore Structure Standards: RP 2A and much more". Houston.
- Marine Model Magazine@ (n.d.). "Waterlines - The Offshore Industry (Part 1)" <http://www.marinemodelmagazine.com/trapletimages/2NorthSearig.jpg>. [Acedido em 6 Maio 2014].
- Marzullo, M. e Ostapenko, A. (1977). "Tests on Two High-strength Short Tubular Columns". Fritz Engineering Laboratory Report No. 406.10, Lehigh University, Pennsylvania.
- McHenry, R. @ (2009). "The first oil well (150th anniversary of the birth of the oil industry)". <http://www.britannica.com/blogs/2009/08/the-first-oil-well/>. Encyclopedia Britannica Blog. [Online em 26 de Agosto de 2009], [Acedido em 6 de Maio de 2014].
- Memon, B. e Su, X. (2003). "Arc-length technique for nonlinear finite element analysis". *Journal of Zhejiang University Science*, Shanghai.
- Nash, W. (1995). "Hydrostatically Loaded Structures". Ed.1, Pergamon, USA. 0-08-037876-5
- National Commission on the BP Deepwater Horizon Oil Spill and Offshore Drilling (n.d.). "Staff Working Paper No. 1: A Brief History of Offshore Oil Drilling". n.d..
- National Geographic@ (n.d.). "Super Rig". [http://channel.nationalgeographic.com/exposure/content/photo/photo/1719\\_oilplatform-1\\_pec6h7ytenr4mwxgxehegrp6ilncurxrbvj6lwhuht2ya6mzmafma\\_610x389.jpg](http://channel.nationalgeographic.com/exposure/content/photo/photo/1719_oilplatform-1_pec6h7ytenr4mwxgxehegrp6ilncurxrbvj6lwhuht2ya6mzmafma_610x389.jpg). [Acedido em 6 Maio 2014].

- Neumann, N. e Dahl, T. (2012). “ISO 19901-3 Building code correspondence factor for Eurocode 3”. Nordic Steel Construction Conference - September 5-7, 2012, Norwegian Steel Association; NTNU, Oslo, Norway, pp. 25-34. 978-82-91466-12-5.
- OGP (2011). “Benchmarking on the use of internal technical specifications and external standards by some oil & gas companies. Report No: 450”. n.d..
- OGP (2010a). “Instrument & automation standards and committees for the international oil & gas industry. Report No: 427”. n.d..
- OGP (2010b). “Position paper on the development and use of international standards. Report No: 381”. n.d..
- OGP (2010c). “Regulators' use of standards. Report No. 426”. n.d..
- Ostapenko, A. e Gunzelman, S. (1976). “Local Buckling of Tubular Steel Columns”. Proceedings, ASCE National Structural Engineering Conference, August 1976, Wisconsin.
- Ramm, E. (1981). “Strategies for Tracing the Nonlinear Response Near Limit Points”. Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics, eds W. Wunderlich, E. Stein, and K.J. Bathe, Springer-Verlag, Berlin.
- Riks, E. (1978). “A unified method for the computation of critical equilibrium states of nonlinear elastic systems”. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae, Tomus 87 (1-2).
- Ross, D. (1978). “The strength and behavior of fabricated tubular steel columns”. Tese de Doutorado, Lehigh University, Lehigh.
- Rotter, J. e Schmidt, H. (2008). “Buckling of Steel Shells – European Design Recommendations”. Ed. 5, ECCS Press - P125, Brussels. 91-9147-000-92
- Rotter, J. (1996). “Elastic plastic buckling and collapse in internally pressurised axially compressed silo cylinders with measured axisymmetric imperfections: interactions between imperfections, residual stresses and collapse”. Proc. International Workshop on Imperfections in Metal Silos: Measurement, Characterization and Strength Analysis, CA-Silo, Lyon, France, 19 April.
- Rotter, J. e Teng, J. (1989). “Elastic Stability of Cylindrical Shells with Weld Depressions”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 115, No.5.
- Sanders, J. (1963). “Nonlinear theories of thin shells”. Q Appl Math 21.
- Seatrx@ (n.d.). “Bottom supported”. <http://www.seatrx.com/images/bottomsupported/Petronius.jpg>. [Acedido em 6 Maio 2014].
- Schneider, W., Timmel, I e Höhn, K. (2005). “The Conception of Quasi-Collapse-Affine Imperfections – A new Approach to Unfavourable Imperfections of Thin-Walled Shell Structures”. Thin-Walled Structures Vol.43 No.8, Elsevier.
- Shanley, F. (1947). “Inelastic Column Theory”. Journal of the Aeronautical Sciences, Vol 14, No. 5.
- Simitses, G. (1986). “Buckling and postbuckling of imperfect cylindrical shells: A review”. Georgia Institute of Technology.
- Simitses, G., Shaw, D., Sheinman, I. e Giri, J. (1985). “Imperfection sensitivity of fibre-reinforced, composite, thin cylinders”. Composites Sci Tech 22.
- Simitses, G. e Answani, M. (1974). “Buckling of thin cylinders under uniform lateral loading”. J Appl Mech 41(3).
- Simões da Silva, L., Simões, R. e Gervásio, H. (2010). “Design of Steel Structures – Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1-1 – General rules and rules for buildings”. Ed.1. ECCS Press e Ernst & Sohn. 978-92-9147-098-3
- Singer, J., Arbocz, J. e Weller, T. (2002). “Buckling Experiments: Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures”. 2 volumes, Wiley-VCH Verlag.
- Soong, T. (1967). “Buckling of cylindrical shells under pressure by using Sanders’ theory”. AIAA J 5.

- Southwell, R. (1914). "On the general theory of elastic stability". Royal Society, London.
- Southwell, R. (1913). "On the Collapse of Tubes by External Pressure". *Phil. Mag.*, 25.
- Standards Norway (2013). "NORSOK N-004 - Design of steel structures". Ed. 3, Standards Norway, Norway.
- Standards Norway (2012). "NORSOK N-001 - Integrity of Offshore Structures". Ed. 8, Standards Norway, Norway.
- Standards Norway (2007). "NORSOK N-003 - Action and Action Effects". Ed. 2, Standards Norway, Norway.
- Steck, M. (n.d.). "Comparison of internacional regulations with regard to the achieved bearing capacity of structural members". Germanischer Lloyd, Hamburg.
- Teng, J.G. (1996). "Buckling of thin shells: Recent advances and trends". ASME, Hong Kong.
- Teng, J.G. e Rotter, J.M. (2004). "Buckling of thin metal shells". Ed. 1, Spon Press, London. ISBN 0-203-30160-9.
- Tuen, E. (2012). "Structural resistance safety level in Eurocode versus Norsok and ISO". Tese de Mestrado, University of Stavanger - Faculty of Science and Technology, Stavanger.
- von Kármán, T. e Tsien, H. (1941). "The bucking of thin cylindrical shells under axial compression". *J Aerospace Sci* 8.
- Wempner, G. (1971). "Discrete approximations related to non-linear theories of solids". *Internacional Journal of Solid and Structures*, vol. 7.
- Windenburg, D. e Trilling, C. (1934). "Collapse by Instability of Thin Cylindrical Shells Under External Pressure". ASME, Transactions Vol.34, No. 11, Washington.
- Yamaki, N. (1984). "Elastic Stability of Circular Cylindrical Shells". North Holland, Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- Ziemian, R. (2010). "Guide to stability design criteria for metal structures". Ed. 6. John Wiley & Sons, Inc, New Jersey. 978-0-470-08525-7