



Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

Dissertação

***Aplicação Informática para Verificação de Perfis
Enformados a Frio segundo a EN1993-1-3***

Carlos Filipe Guimarães Jarego de Carvalho

Leiria, junho de 2016



Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

Dissertação

***Aplicação Informática para Verificação de Perfis
Enformados a Frio segundo a EN1993-1-3***

Carlos Filipe Guimarães Jarego de Carvalho

**Orientador: Prof. Doutor Luís Carlos Prola, Instituto Politécnico de Leiria –
Escola Superior de Tecnologia e Gestão**

Leiria, junho de 2016

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu professor e amigo Luís Prola que sem ele este trabalho não teria ido tão longe. Ao longo de três anos soube apoiar-me nas alturas menos boas, e encheu-me de entusiasmo nas boas alturas. O contributo científico que forneceu a este trabalho não tem preço, tal como a motivação para continuar a trabalhar neste tema no futuro.

Ao Hugo Pimenta e ao pai, José Pimenta, por me terem ensinado tudo que sei sobre projeto de estruturas metálicas e por me mostrarem o que significa realmente ser um Engenheiro.

À empresa CRIACTIVOS, Lda pela amizade dos seus membros e pela ajuda fora do tema do trabalho que me deram. Ao Gonçalo pela amizade, força e interesse. Ao Paulo Lino pelas horas de companhia, pela ajuda no design, e sobretudo pelo grande amigo que é. Ao meu amigo João Rodrigues pela ajuda na parte de programação que é inestimável e sem ele este trabalho não seria possível.

Ao meu Pai pelo interesse no meu trabalho, preocupação constante, vontade de ajudar independentemente do problema. À minha Mãe por tudo o que me ensinou, pela preciosa ajuda e por me ajudar a ultrapassar os momentos difíceis. Expressar em palavras tudo o que me deram é impossível. Ao meu irmão Luís e à minha restante família pelo interesse demonstrado.

À Marta, minha esposa, pela paciência e compreensão durante estes anos. Por me manter focado e responsável, por ser minha amiga, ajudar-me a esquecer os problemas e aproveitar a nossa família. Este trabalho é dedicado a ela, a minha grande fonte de inspiração, motivação e vontade de levar este trabalho até ao fim.

Para a Marta e o José Miguel

Resumo

Os perfis enformados a frio estão em crescente uso na indústria da construção, utilizados como estruturas secundárias e primárias, por apresentar resistência em relação ao baixo peso, facilidade de utilização em obra e sustentabilidade.

A norma europeia EN1993-1-3, também adotada em Portugal, que apresenta as especificações normativas sobre o uso estrutural de perfis enformados a frio é de difícil aplicação para os projetistas devido à quantidade e complexidade de cálculos para que sejam efetuadas as verificações de segurança necessárias, pelas limitações dos programas informáticos e complexidade de compreensão dos fenómenos da instabilidade local e distorcional que condicionam o comportamento deste tipo de secções, classificadas como de classe 4.

O presente trabalho procura explicar os procedimentos do eurocódigo e os seus aspetos mais controversos, como, por exemplo, o processo de cálculo da distribuição de tensões numa secção arbitrária constituída por segmentos retos, o cálculo de larguras efetivas e espessuras reduzidas e as verificações de segurança em termos de resistência e estabilidade global requeridos pela norma.

O principal objetivo deste trabalho é o desenvolvimento um programa de cálculo para verificar barras com secções de classe 4 que tenha a abrangência das especificações do Eurocódigo (EC3-1-3), que possa auxiliar engenheiros no processo de projeto, dimensionamento e verificação regulamentar de estruturas metálicas que utilizem este tipo de secções. Para isso foi criada uma aplicação informática, em ambiente Windows®, que está ligada ao programa Autodesk® Robot Structural Analysis® para obtenção de dados de cálculo e executar os cálculos de secções efetivas e verificações de segurança de acordo com a norma europeia.

São apresentados diagramas de blocos com a sequência do procedimento de cálculo das várias fases de cálculo de secções efetivas e de verificação de barras, com vista a mostrar a lógica de funcionamento interno da aplicação criada no âmbito deste trabalho.

Por fim desenvolve-se um manual de utilização da aplicação e um exemplo comparativo, de cálculo das propriedades efetivas de uma secção, entre os resultados do programa e documentos de referência com cálculos manuais.

Palavras-chave: perfis enformados a frio, EN1993-1-3, secção efetiva, programa de cálculo, aço leve.

Abstract

The use of cold-formed sections have increased in construction, this kind of sections are used as secondary and primary structures, the decision to use them as secondary and primary structural system comes from its resistance in relation to low weight, easy to use on site and sustainability.

As European norm (also adopted in Portugal) EN1993-1-3 is difficult to use by engineers because of the amount of calculations and complexity to do the safety checks, limitation of the calculation programs and, of course, the difficulty to understand the local and distortional buckling phenomenon, which is one of the main problems this kind of sections (class 4) have.

The main objective of this work is the development of a calculation program to do the safety checks of class 4 section with regard to the Eurocode (EC3-1-3) specifications, which could engineers in the project process, design and safety checks of metallic structures that use this kind of sections. With that objective, an application was created in windows environment and is connected to Autodesk® Robot Structural Analysis® to obtain section data and calculation results so it can proceed to the execution of effective section calculation and safety checks according to EC3-1-3.

The several steps to calculate the effective sections e bar safety checks are shown in sequence diagrams with the objective to show the application internal logic, developed in this work. This app, built in Windows® environment, is connected to Autodesk® Robot Structural Analysis® to obtain section data and calculation results so it can proceed to the execution of effective section calculation and safety checks according to EC3-1-3.

Finally, a user manual is developed and a comparative example, of effective section calculation, between the results obtained using the developed app and reference documents with manual calculation.

Key words: Cold-formed profiles, EN1993-1-3, effective section, calculation program, light steel.

Índice de Figuras

Figura 1 - (i) tipos de secções abertas e fechadas, (ii) tipos de secções em painel [6].....	2
Figura 2 - Tipos de fabrico: (i) enformagem a frio e (ii) quinagem [6].	2
Figura 3 - Relação entre a carga crítica e o comprimento da barra [11].	5
Figura 4 - Diagramas tensão-extensão do aço antes e depois de enformado a frio [11].	16
Figura 5 - Relação entre momento plástico e deformação da secção [11].....	17
Figura 6 - Discretização de um perfil C em elementos retos.	21
Figura 7 - Tratamento de cantos para elementos idealizados	22
Figura 8 - Tratamento de cantos para elementos nominais.....	23
Figura 9 - (i) Flexão desviada sobre uma secção bruta, ângulo da direção do momento; (ii) Flexão desviada sobre a secção efetiva do mesmo perfil, ângulo da direção do momento em relação os eixos principais.....	24
Figura 10 - (i) torção uniforme, empenamento livre e (ii) – torção não uniforme, empenamento restringido [20]. ...	26
Figura 11 - Modos de instabilidade: (i) local placa, (ii) local distorcional (iii) global flexão e (iv) global flexão-torção [7].....	28
Figura 12 - Relação entre a tensão crítica (σ_{cr}) dos vários modos e o comprimento de barra [9].....	29
Figura 13 - Modelo para uma placa simplesmente apoiada, carregada axialmente [6].	31
Figura 14 - Distribuição de tensões numa placa (i) pré-encurvadura, (ii) pós-encurvadura mas pré-cedência e (ii) pós-encurvadura e em cedência [9].	32
Figura 15 - Distribuição “real” de tensões na placa transformada numa distribuição equivalente baseada nas “larguras efetivas” [11].....	32
Figura 16 - Evolução da tensão crítica de placas em perfis com reforços [11].....	36
Figura 17 - Modelação de cálculo de reforços internos e de extremidade, representação esquemática mola K e do deslocamento δ [1].	36
Figura 18 - Reforços de extremidade [1].....	38
Figura 19 - Reforços intermédios [1].	39
Figura 20 - Relação entre tensão crítica e comprimentos de onda para vários modos de encurvadura [1]	40
Figura 21 - Exemplo da carga crítica local, distorcional e global, e respetiva resistência, em relação ao comprimento da barra [1].	41
Figura 22 - Alma inclinada com reforço longitudinal [1].....	44
Figura 23 - Almas sem reforço suscetíveis à rotação [1].	46
Figura 24 - Almas sem reforço não suscetíveis à rotação [1].....	46
Figura 25 - Secção com múltiplas almas não reforçadas [1].....	47
Figura 26 - Alma reforçada longitudinalmente	47
Figura 27 - (i) Modo de instabilidade por flexão, (ii) modo de instabilidade por torção e (iii) modo de instabilidade por flexão-torção, [11].....	53
Figura 28 - Modo de instabilidade lateral por flexão-torção [11].....	53
Figura 29 - Caso “standard” para uma viga simples em I com momentos de extremidade [39].	57
Figura 30 - Significado do sinal de z_g [16].....	58
Figura 31 - Esquema de organização da aplicação.....	62

Figura 32 - Esquema de tarefas da interface de comunicação com o ARSA.	63
Figura 33 - Esquema do procedimento de funcionamento, responsabilidades do utilizador e da aplicação.	64
Figura 34 - Estrutura interna do objeto barra.	65
Figura 35 - Discretização da secção: i) significado real, ii) organização interna e dependências.	66
Figura 36 - Propriedades e responsabilidades gerais do objeto “Elemento”.	67
Figura 37 - Propriedades e responsabilidades gerais do objeto “Segmento”.	67
Figura 38 - Sequência geral para cálculo das secções efetivas de um perfil (secção).	68
Figura 39 - Diagrama do procedimento que cria o objeto perfil e objetos de cálculo de propriedades.	69
Figura 40 - Procedimento para cálculo das propriedades brutas de uma secção.	70
Figura 41 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das propriedades efetivas compressão.	72
Figura 42 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das propriedades efetivas momento.	73
Figura 43 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo de larguras efetivas de um elemento.	74
Figura 44 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das espessuras reduzidas de um elemento.	76
Figura 45 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das espessuras reduzidas de um elemento.	78
Figura A.1 - Elemento genérico <i>m</i>	89
Figura B.1 -Interface de comunicação <i>FSS-ARSA</i>	95
Figura B.2 -Objeto “Barra” e relação com os objetos integrantes “Material”, “Carga” e “Perfil”.	96
Figura B.3 -Ramificação inferior do objeto “Carga”.	97
Figura B.4 -Ramificação inferior do objeto “Perfil”.	98
Figura B.5 -Estrutura do conjunto “Elemento”, “Segmento” e “PontoP”, e classes de cálculo das larguras efetivas/espessuras reduzidas.	99
Figura B.6 -Estrutura do conjunto “Verificação Barra” e implementação das verificações do <i>EC3</i>	100
Figura B.7 -Ramificação do objeto “Verificação de Resistência”.	101
Figura B.8 -Ramificação do objeto “Verificação de Estabilidade”.	102
Figura C.1 - Adição da aplicação á lista de “add-ins” do <i>ARSA</i>	104
Figura C.2 - Janela principal, seleção de barras.	105
Figura C.3 - Menu selecionar.	106
Figura C.4 - Seleção de pontos de verificação.	107
Figura C.5 - Lista de barras da função selecionar.	108
Figura C.6 - Propriedades da barra da função selecionar.	108
Figura C.7 - Menu da área Verificar.	109
Figura C.8 - Configuração de iterações na secção.	109
Figura C.9 - Janela de configuração do momento crítico.	110
Figura C.10 - Configuração do método 1 e 2 de interação.	111
Figura C.11 - Configuração da verificação de barras.	112
Figura C.12 - Apresentação de resultados de cálculo na janela principal.	113
Figura C.13 - Resumo de resultados da verificação de barras.	113
Figura C.14 - Área de propriedades: a) Configurações, b) Secção e c) Resultados.	114
Figura C.15 - Janela de resultados detalhados.	115
Figura C.16 - Visualização da geometria das secções calculadas, exemplo secção efetiva compressão axial.	115
Figura C.17 - Resultados detalhados da resistência da secção.	116

Figura C.18 - Resultados detalhados da estabilidade da barra	117
Figura D.1 - Dados do perfil, exemplo A.	119
Figura D.2 - Configuração para cálculo das propriedades efetivas da secção.....	119
Figura D.3 - Dados do perfil, exemplo B.....	122
Figura D.4 - Configuração para cálculo das propriedades efetivas da secção, exemplo B.	122

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Rácios máximos largura/espessura [1].....	20
Tabela 2 - Elementos internos à compressão [2].....	33
Tabela 3 - Elementos externos à compressão [2].....	34
Tabela 4 - Tensão de cedência ao esforço transversal f_{bv}	45
Tabela C.1 - Lista dos capítulos do EC3-1-3 implementados na aplicação informática FSS.....	103
Tabela D.1 -Comparação de resultados obtidos <i>ECCS</i> vs <i>FSS</i> – compressão.....	120
Tabela D.2 -Comparação de resultados obtidos <i>ECCS</i> vs <i>FSS</i> – momento.....	123

Lista de Abreviaturas e Símbolos

ABREVIATURAS:

PEF – Perfis enformados a frio;

EC3 – Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas em aço;

EC3-1-1 – Eurocódigo 3 parte 1.1 – Regras gerais e regras para edifícios;

EC3-1-3 – Eurocódigo 3 parte 1.3 – *Cold-formed members and sheeting*;

EC3-1-5 – Eurocódigo 3 parte 1.5 – *Plated structural elements*;

AISI - American Iron and Steel Institute;

MEF – Método dos Elementos Finitos;

MFF – Método das Faixas Finitas;

GBT – Generalized Beam Theory;

ARSA – Autodesk® Robot Structural Analysis®;

ELU – Estado limite último;

ELS – Estado limite de serviço;

ALE – Análise Linear de Estabilidade;

MRD – Método da Resistência Direta;

MLE – Método das Larguras Efetivas;

MLP – Modo Local Placa;

MLD – Modo Local Distorcional.

SÍMBOLOS:

f_{yb} Tensão de cedência;

f_{ya} Tensão de cedência média;

f_u Tensão última;

E Módulo de elasticidade;

ν Coeficiente de Poisson;

G Módulo de distorção;

A Área de uma secção;

A_{br} Área bruta de uma secção;

A_{eff} Área efetiva de uma secção;

k Coeficiente dependente do método de fabrico da secção;

n	Número de dobras que contém uma secção;
r	Raio interno de uma dobra da secção;
r_m	Raio na linha média de uma dobra da secção;
t ou t_{nom}	Espessura total da parede da secção;
t_{calc}	Espessura de cálculo (sem a espessura de proteção) da parede da secção;
t_{coat}	Espessura total de proteção da parede da secção
γ_{Mi}	Coefficiente parcial de segurança;
h, b, c, d	Comprimentos característicos da secção;
$M_{i,ed}$	Momento na direção i ;
N_{ed}	Esforço axial;
$V_{i,ed}$	Esforço transverso na direção i ;
T_{ed}	Esforço de torção;
k_σ	Fator de encurvadura em placas;
b_m	Comprimento nominal do elemento medido pelo exterior;
b_p	Comprimento de cálculo do elemento;
α	Menor ângulo entre elementos;
Δ_m	Diminuição do comprimento de elemento, numa dobra, devido à transição da secção real para idealizada;
A_g	Área corrigida da secção;
$A_{g,sh}$	Área da secção idealizada, com cantos retos;
I_g	Inércia corrigida da secção;
$I_{g,sh}$	Inércia da secção idealizada, com cantos retos;
I_w	Constante de empenamento corrigida da secção;
$I_{w,sh}$	Constante de empenamento da secção idealizada, com cantos retos;
δ	Fator de correção das propriedades geométricas da secção;
g_r	Diminuição do comprimento de elemento, numa dobra, devido à transição da secção real para idealizada;
σ_N	Tensão normal devido ao esforço axial;
σ_{Mi}	Tensão normal devido ao esforço de momento na direção i ;
σ_w	Tensão normal devido ao esforço de empenamento;
τ_{Vi}	Tensão tangencial por esforço transverso na direção i ;
τ_w	Tensão tangencial por esforço de empenamento;
τ_t	Tensão tangencial por esforço de torção;
y, z	Sistema de eixos da secção, em relação ao seu centro de gravidade;
u, v	Sistema de eixos principais da secção;
θ_M	Direção do momento em relação aos eixos y e z ;

β	Ângulo entre os eixos principais da secção, u e v , e os eixos y e z ;
I_i	Segundo momento de inércia da secção segundo a direcção i ;
S_i	Primeiro momento de inércia da secção segundo a direcção i ;
$T_{sv,Ed}$	Torção uniforme atuante;
$T_{w,Ed}$	Torção por empenamento atuante;
I_t	Segundo momento de inércia à torção;
σ_{cr}	Tensão crítica de encurvadura em placas;
ρ	Fator de redução do comprimento em elementos comprimidos;
$\Delta\rho_i$	Diferença do fator de redução do comprimento entre a iteração i e $i-1$;
$Q\rho_i$	Relação entre o fator de redução do comprimento da iteração i e $i-1$;
b_{eff}	Largura efetiva de uma placa/elemento;
$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza relativa de uma placa, modo local;
$\bar{\lambda}_{p,red}$	Esbelteza relativa reduzida de uma placa, modo local;
ψ	Relação entre tensões normais num elemento da secção;
σ_1	Maior tensão um elemento da secção no seu extremo;
σ_2	Menor tensão um elemento da secção no seu extremo;
$\sigma_{com,Ed}$	Tensão máxima aplicada no elemento;
$\sigma_{com,Ed,serv}$	Tensão máxima aplicada no elemento resultante de combinações de serviço ELS;
K	Rigidez de uma mola representativa de um reforço interno ou externo;
χ_d	Fator de redução devido a encurvadura local para o modo distorcional;
$\Delta\chi_d$	Diferença do fator de redução para o modo distorcional entre a iteração i e $i-1$;
$Q\chi_d$	Relação entre o fator de redução para o modo distorcional da iteração i e $i-1$;
$\bar{\lambda}_d$	Esbelteza relativa de uma placa, modo distorcional;
t_{red}	Espessura reduzida;
$P_{cr,l}$	Carga crítica de uma barra para o modo local placa;
$P_{cr,d}$	Carga crítica de uma barra para o modo local distorcional;
$N_{t,Rd}$	Esforço axial de tração resistente da secção;
$N_{c,Rd}$	Esforço axial de compressão resistente da secção;
$M_{ci,Rd}$	Momento resistente da secção, na direcção i ;
e_{Ni}	Excentricidade entre o eixo i da secção bruta e efetiva;
$\Delta M_{i,Ed}$	Momento gerado pela carga axial devido a excentricidades, na direcção i ;
W_{eff}^i	Módulo de elasticidade da secção efetiva na direcção i ;
W_{el}^i	Módulo de elasticidade da secção bruta na direcção i ;
W_{pl}^i	Módulo plástico da secção bruta na direcção i ;
$V_{b,i,Rd}$	Esforço transversal resistente da secção, na direcção i ;

f_{bv}	Tensão de cedência ao esforço transversal;
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza normalizada de uma alma;
F_{Ed}	Força concentrada;
$R_{w,Rd}$	Força resistente de uma alma;
$\sigma_{tot.Ed}$	Tensão normal total, num ponto da secção;
$\tau_{tot.Ed}$	Tensão tangencial total, num ponto da secção;
I_{eff}	Segundo momento de inércia de uma secção efetiva;
$M_{f,Rd}$	Momento plástico resistente de uma secção constituída unicamente pelos banzos efetivos, na direção de momento considerada;
$M_{pl,Rd}$	Momento plástico resistente de uma secção constituída pelos banzos efetivos e pelas almas da secção bruta, na direção de momento considerada;
$N_{b,Rd}$	Esforço resistente da secção à encurvadura por compressão axial;
χ_i	Fator de redução à encurvadura, para o modo de encurvadura i ;
χ_{LT}	Fator de redução à encurvadura lateral por flexão-torção;
α	Fator de imperfeição;
α_{LT}	Fator de imperfeição, caso de encurvadura lateral por flexão-torção;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada;
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada, encurvadura lateral por flexão-torção;
$N_{cr,i}$	Carga crítica axial, modo de instabilidade i ;
$L_{cr,i}$	Comprimento crítico de encurvadura, modo de instabilidade i ;
i_0	Raio de giração polar;
i_y	Raio de giração em relação ao eixo y ;
$M_{b,Rd}$	Esforço resistente de momento da secção à encurvadura lateral por flexão-torção;
M_{cr}	Momento crítico da secção;
C1, C2 e C3	Coeficientes de momento;
k_z	Fator de comprimento, restrições dos apoios à torção;
k_w	Fator de comprimento, restrições dos apoios ao empenamento;
z_g	Distância, na direção z , entre ponto de aplicação da carga e o centro de corte da secção;
z_a	Cota, na direção z , do ponto de aplicação da carga;
z_s	Cota, na direção z , do centro de corte da secção;
z_j	Parâmetro de assimetria da secção, em relação ao eixo de maior inércia y ;

Índice

AGRADECIMENTOS	III
RESUMO	V
ABSTRACT	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABELAS	XIII
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	XV
ÍNDICE	XIX
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 UTILIZAÇÃO DE PERFIS ENFORMADOS A FRIO	1
1.1.1 Tipo de secções e fabrico	1
1.1.2 Vantagens, desvantagens e sustentabilidade dos PEF	3
1.1.3 Principais características condicionantes à análise e dimensionamento	4
1.1.4 Métodos para análise dos modos de encurvadura local/distorcional	6
1.2 NORMAS REGULAMENTARES PORTUGUESAS E INTERNACIONAIS	7
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	8
1.4 ÂMBITO E OBJETIVOS DO TRABALHO	9
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
3. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3	15
3.1 MATERIAIS	15
3.1.1 Propriedades do aço	15
3.2 CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES	16
3.3 PARTE 3 DO EUROCÓDIGO 3 – SECÇÕES DE CLASSE 4	18
3.3.1 Limites geométricos	19
3.3.2 Discretização da secção - nominal ou idealizada	20
3.3.3 Cálculo de tensões normais e tangenciais	23
3.3.3.1 Tensão normal devido ao esforço axial	24
3.3.3.2 Tensão normal devido à flexão	24
3.3.3.3 Tensão tangencial por esforço transversal	26
3.3.3.4 Tensões normais e tangenciais devido a torção	26
3.3.4 Método das larguras efetivas	28
3.3.4.1 Estabilidade local de secção de classe 4	28
3.3.4.2 Estabilidade local de placas (MLP) – Larguras efetivas	30
3.3.4.2.1 Cálculo da secção efetiva de acordo com o EC3-1-3	33
3.3.4.3 Estabilidade distorcional de secções (MLD) – Espessuras reduzidas	35
3.3.4.3.1 Cálculo das espessuras reduzidas de acordo com o EC3-1-3	36
3.3.5 Utilização de métodos numéricos no cálculo das tensões críticas e sua aplicação no método das larguras/espessuras efetivas	39
3.4 RESISTÊNCIA DE SECÇÕES	41
3.4.1 Tração axial	41
3.4.2 Compressão axial	42
3.4.3 Momento fletor	42
3.4.4 Transverso	44
3.4.5 Cargas concentradas	45
3.4.6 Torção	47
3.4.7 Combinação tração axial e momento fletor	49
3.4.8 Combinação de compressão axial e momento fletor	50
3.4.9 Combinação de transversal, axial e momento fletor	51
3.4.10 Combinação de momento fletor e carga concentrada	51

3.5	RESISTÊNCIA DE BARRAS.....	52
3.5.1	<i>Estabilidade de barras sujeitas a compressão.....</i>	53
3.5.2	<i>Estabilidade de barras sujeitas a momento fletor.....</i>	56
3.5.2.1	Método utilizado para cálculo do momento crítico.....	57
3.5.3	<i>Estabilidade de barras sujeitas a momento fletor e compressão.....</i>	59
4.	APLICAÇÃO INFORMÁTICA PARA VERIFICAÇÃO DE PERFIS ENFORMADOS A FRIO.....	61
4.1	ORGANIZAÇÃO DA APLICAÇÃO.....	61
4.1.1	<i>Interface de comunicação com o Autodesk® Robot Stuctural Analisys®.....</i>	62
4.1.2	<i>Processo geral de funcionamento da aplicação FSS.....</i>	64
4.2	ORGANIZAÇÃO INTERNA DO OBJETO “BARRA”.....	65
4.2.1	<i>Procedimento de discretização da secção.....</i>	65
4.3	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES EFETIVAS.....	68
4.3.1	<i>Estrutura de cálculo das propriedades mecânicas da secção.....</i>	69
4.3.1.1	Procedimento de cálculo de propriedades da secção bruta.....	70
4.3.1.2	Procedimento de cálculo das propriedades efetivas de compressão e momento.....	71
4.3.2	<i>Estabilidade local – larguras efetivas.....</i>	74
4.3.3	<i>Estabilidade distorcional – espessuras reduzidas.....</i>	75
4.4	PROCEDIMENTO DE VERIFICAÇÃO DE BARRAS SEGUNDO A PARTE 3 DO EUROCÓDIGO 3.....	77
4.5	LIMITAÇÕES.....	79
4.6	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	81
5.	CONCLUSÃO.....	83
6.	REFERÊNCIAS.....	85
7.	ANEXOS.....	89
7.1	ANEXO A – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECÇÕES – ELEMENTOS RETOS.....	89
7.2	ANEXO B – DIAGRAMAS UML.....	95
7.3	ANEXO C – MANUAL DE UTILIZADOR DA APLICAÇÃO.....	103
7.3.1	<i>Requisitos e limitações.....</i>	103
7.3.2	<i>Organização da interface de utilizador.....</i>	105
7.3.3	<i>Seleção de barras.....</i>	106
7.3.3.1	Lista de barras.....	107
7.3.3.2	Propriedades.....	108
7.3.4	<i>Verificação de barras.....</i>	109
7.3.5	<i>Resultados.....</i>	112
7.3.5.1	Resultados detalhados.....	115
7.3.6	<i>Relatório.....</i>	117
7.4	ANEXO D – EXEMPLO COMPARATIVO.....	119
7.4.1	<i>Exemplo ECCS n° SX023a – Secção à compressão axial uniforme.....</i>	119
7.4.2	<i>Exemplo ECCS n° SX022a – Secção à flexão simples.....</i>	122

1. Introdução

Os perfis enformados a frio têm uma utilização muito variada, sendo utilizados em edifícios, como parte de equipamentos industriais, na indústria automóvel e aeronáutica, mas é como elemento estrutural em edifícios que realmente são mais conhecidos e utilizados. Desta forma, como elemento estrutural, para o seu correto dimensionamento é essencial levar em conta os requisitos e especificações presentes no Eurocódigo 3. A automatização dos procedimentos de cálculo estrutural de avaliação de suas resistências torna-se muito importante tendo em consideração a complexidade das análises e verificações a efetuar e a necessidade de respostas rápidas e céleres exigidas pelo mercado atual, onde as empresas construtoras (em particular as portuguesas) atuam em diversos países nos seus processos de inevitável internacionalização. Ferramentas de cálculo fiáveis, eficientes e de fácil uso são fundamentais na competitividade destas empresas. A presente dissertação insere-se neste contexto e tenta contribuir por meio do desenvolvimento de uma metodologia de cálculo automático e interativo na melhoria e eficiência do trabalho de dimensionar estruturas constituídas por aço enformado a frio, também conhecido como aço leve.

1.1 Utilização de perfis enformados a frio

Os perfis enformados a frio começaram a ser utilizados como estrutura secundária, principalmente como suporte de placas de revestimento em pavilhões industriais (madres ou “cassetes”) ou como suporte de sistemas de fachadas nos edifícios tradicionais. A utilização generalizada como estrutura primária em edifícios de habitação começou por volta de 1940 nos EUA e na Inglaterra e ficou conhecida por “light steel framing”. Na construção de edifícios são utilizados num grande leque de sistemas estruturais, como por exemplo: laje mista com chapa-colaborante e respetivas vigas, estacas e estacas prancha para fundações, rack’s, treliças, coberturas autoportantes e edifícios pré-fabricados [9].

1.1.1 *Tipo de secções e fabrico*

Devido ao fato de serem fabricados a partir de chapas finas de aço, as geometrias possíveis podem ser muito variadas, permitindo uma otimização da geometria da secção adequada ao seu fim. Na figura 1 estão ilustradas as principais geometrias usadas para (i) as secções e (ii) para os painéis.

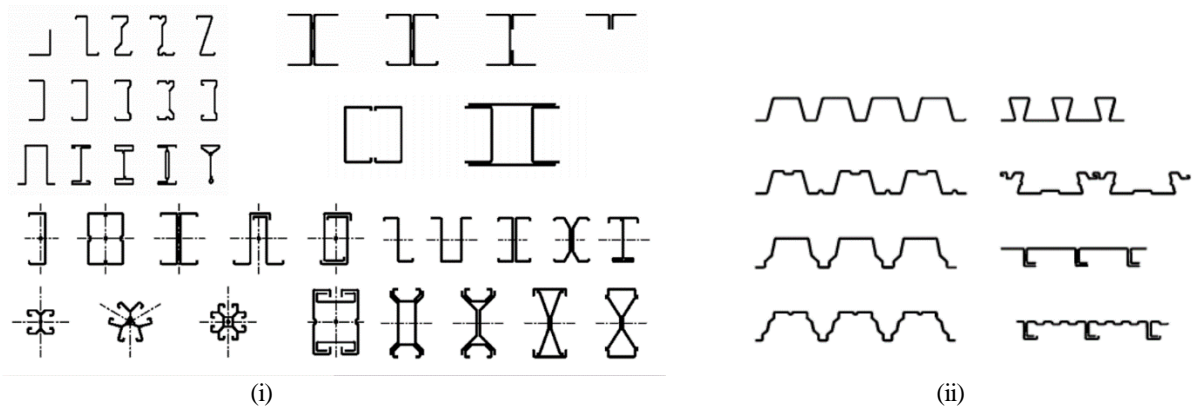


Figura 1 - (i) tipos de secções abertas e fechadas, (ii) tipos de secções em painel [6].

Em pavilhões industriais os pórticos em perfis enformados a frio (*PEF*) são muito populares devido à sua leveza e facilidade de montagem, em certos vãos são economicamente mais competitivos do que os perfis laminados tradicionais.

Os perfis são fabricados com recurso a chapas de aço com espessuras que correntemente vão de 0.4 a 6.0mm, mas, recentemente, já se consegue fabricar perfis a partir de chapas até 25mm [9].

Atualmente os processos de fabrico de *PEF* mais utilizados são: (i) enformados a frio e (ii) por quinagem (estão ilustrados na figura 2).

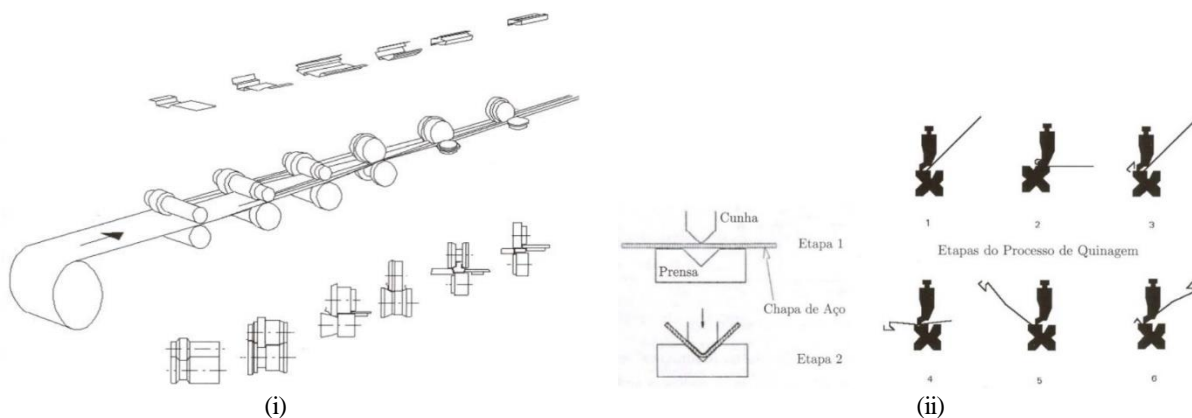


Figura 2 - Tipos de fabrico: (i) enformagem a frio e (ii) quinagem [6].

A enformagem a frio é um processo de fabrico contínuo, na qual a chapa de aço passa por uma série de pares de rolos com geometrias diferentes, em que é aplicada uma pequena deformação na chapa em progressão à geometria final pretendida. É um processo industrial indicado para grandes quantidades de barras perfiladas com a mesma secção, sendo uma das limitações a mudança de perfil a fabricar ou alteração das suas medidas. A quinagem é um processo limitado pelo comprimento das quinadeiras, normalmente até um máximo de 6m por quinadeira, podendo ir aos 12m se duas quinadeiras forem alinhadas em série. A chapa é pressionada contra uma matriz que lhe dá uma dobra com um ângulo e uma forma pretendida.

É utilizado para pequenas quantidades, ou quando são pretendidas geometrias fora das normalmente utilizadas.

1.1.2 Vantagens, desvantagens e sustentabilidade dos PEF

O uso de perfis enformados a frio apresenta várias vantagens de uso, podendo-se citas as seguintes [9]:

- Leveza das barras;
- Perfis com geometrias que permitam o encaixe entre eles diminuem o volume de transporte;
- Secções diferentes das usuais podem ser fácil e economicamente fabricadas;
- Otimização geométrica do perfil para que a relação peso-resistência seja ótima;
- Sistemas como chapas para pisos e paredes podem atuar como diafragma resistente no plano, o que melhora a distribuição de cargas e a resistência global do edifício.

Algumas vantagens dos perfis enformados a frio em relação a outros materiais como a madeira ou o betão [9]:

- Alta rigidez e resistência;
- Conseguem-se barras bastante longas, até 12m;
- Facilidade de massificar a produção, e a pré-fabricação;
- Rapidez de construção e/ou instalação
- A construção não está tão dependente da meteorologia;
- Maior precisão das peças;
- Mantém a forma e dimensão à temperatura ambiente;
- Não é necessário cofragens;
- À prova de ataque de insetos, fungos ou vegetação;
- Qualidade normalizada e sem grandes variações entre lotes;
- Não combustível.

O desempenho da indústria da construção tem um papel muito importante nos objetivos de sustentabilidade do mundo contemporâneo, condicionando os objetivos ambientais, económicos e sociais. O aço como matéria-prima é o material mais reciclado no mundo, sendo também muito utilizado na construção civil. Assim a indústria da construção metálica está a contribuir para a sustentabilidade do planeta, quando comparada com indústrias que utilizam outros materiais como elementos estruturais, nomeadamente o betão de vasto uso. Deste ponto de vista apresentam-se algumas razões para escolher os sistemas de construção metálica [9]:

- Construção “seca”, a pouca utilização de água na construção reduz os problemas com

humidades no edifício;

- O aço e outros materiais normalmente complementares como o gesso cartonado ou a lã de rocha podem ser 100% reciclados;
- É possível desmontar um edifício em estrutura metálica e reutilizar as partes ou o conjunto;
- Há um menor consumo de energia durante a construção, e a construção é mais rápida em comparação com os sistemas tradicionais;
- A quantidade de material utilizada equivale a $\frac{1}{4}$ da utilizada na construção tradicional;
- O peso total do edifício é muito menor, tornando os custos e consumos de transporte inferiores.

1.1.3 Principais características condicionantes à análise e dimensionamento

No livro de Dubina e at. [9] é feita uma análise crítica dos principais aspetos a considerar no dimensionamento de *PEF*. Resumidamente pode-se concluir das suas observações que os seguintes aspetos assumem uma relevada importância no dimensionamento e verificação da segurança dos *PEFs*, sendo que muitos deles são abordados e tratados no EC3-1-3;

- (i) Problemas de estabilidade global, distorcional e local - Os elementos em aço laminado a quente são normalmente muito esbeltos, mas em que a sua secção consegue ter rigidez suficiente para não deformar a sua geometria quando a barra é levada ao seu limite elástico, sofrendo apenas problemas de estabilidade global. O mesmo já não acontece com os perfis enformados a frio, onde a relação entre a largura dos elementos retos (entre dobras) do perfil e a espessura é alta o que os torna suscetíveis aos fenómenos de estabilidade local. Os problemas de estabilidade distorcional, que apresenta deformações caracterizadas por uma rotação de uma parte da secção em relação a uma dobra (canto), são críticos para comprimentos de barra entre a instabilidade por encurvadura local (comprimentos mais curtos) e a global (comprimentos maiores). Estes problemas estão exemplificados no gráfico seguinte (figura 3) para um perfil tipo C.

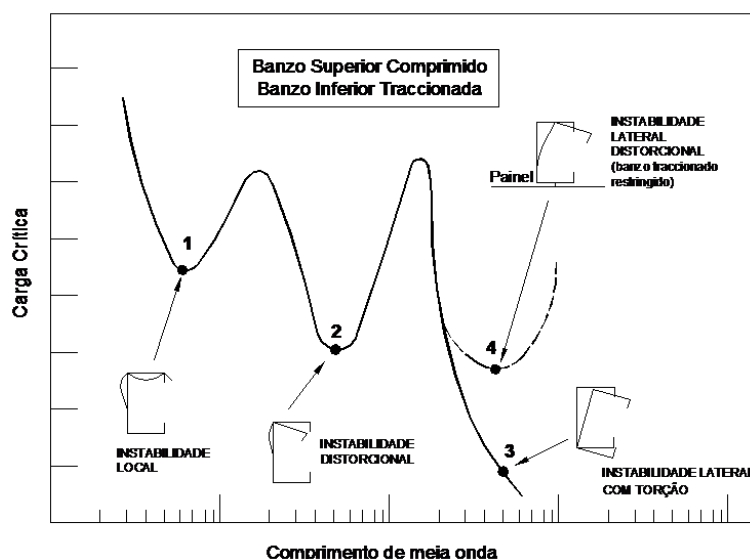


Figura 3 - Relação entre a carga crítica e o comprimento da barra [11].

- (ii) Baixa rigidez à torção - As chapas com que os *PEFs* são fabricados são normalmente finas, apresentando baixa rigidez à torção, problema que não existe no caso de perfis fechados (tubos). Além disso é usual que as secções sejam mono simétricas o que cria excentricidades em relação ao centro de corte, produzindo forças de torção na barra para carregamentos aplicados fora desse centro de corte.
- (iii) Esmagamento da alma - A aplicação de cargas concentradas implica no risco de esmagamento da alma do perfil. Isto acontece por exemplo nos apoios das vigas de um piso. Como meio de prevenção, na concepção da estrutura, deve-se tentar manter a transição de cargas o mais distribuída possível. Uma das poucas maneiras de minimizar estas situações é a colocação de um reforço da alma.
- (iv) Baixa ductilidade - No processo de plastificação no fabrico dos *PEFs* as dobras perdem a sua ductilidade, tornando o perfil menos dúctil, o que conduz a problemas como, por exemplo, na dissipação de ações sísmica, que deve ser tido em conta na avaliação da estrutura às ações regulamentares. Este problema é diminuído devido ao fato de a maioria dos edifícios construídos com recurso aos *PEFs* terem um peso muito baixo (pouca massa), o que diminui as forças de inércia da estrutura durante um sismo.
- (v) Ligações - As ligações tradicionais utilizadas para perfis laminados a quente não são indicadas para os *PEFs*, em grande parte devido à espessura reduzida das paredes deste tipo de perfis. Portanto, são referíveis parafusos auto-roscantes, em maior número que os tradicionais parafusos, e solicitados ao corte. Para ligações de continuidade, com parafusos, utiliza-se um maior comprimento de ligação.
- (vi) Dimensionamento através de testes - Devido à grande variedade de geometrias possíveis

de realizar em PEFs , algumas delas podem, eventualmente, não ser abrangidas pelas especificações regulamentares nas normas em vigor. Para estes casos o Eurocódigo permite o dimensionamento através de testes experimentais, mas apenas aqueles realizados por laboratórios acreditados. Os resultados podem ser obtidos através de testes experimentais apenas, ou acompanhados de cálculos segundo a norma.

- (vii) Normas de dimensionamento muito complexas - Como referido anteriormente, os *PEFs* têm algumas particularidades de difícil análise e controle, de tal forma que os regulamentos de referência como AISI [15] e Eurocódigo [1] são bastante complicados de aplicar no dimensionamento e têm situações de projeto que ainda não conseguem cobrir totalmente.
- (viii) Resistência ao fogo - Um fator preponderante de resistência ao fogo é a área da secção. Devido à baixa espessura das paredes, os *PEFs* têm uma muito baixa resistência ao fogo, que nem as tintas intumescentes utilizadas nos perfis laminados a quente conseguem ser eficientes. Apenas com uma proteção adequada como por exemplo base de cimento ou gesso projetado, gesso cartonado ou isolamentos como lã de rocha conseguem proteger as barras convenientemente.
- (ix) Corrosão - É comum fabricar os *PEFs* a partir de chapas de aço já com uma galvanização a quente de base de zinco. A espessura da galvanização é crucial, no caso de ser agredida e o aço ficar exposto, esta regenera-se, e por migração da galvanização periférica ao rasgo consegue-se voltar a ficar com o aço protegido, isto acontece em agressões de pequena dimensão. A galvanização a quente consegue aguentar o tempo de vida útil do edifício se os perfis metálicos forem bem protegidos dos elementos. Normalmente as chapas para fabrico vêm protegidas com uma camada de 275gr de zinco por m² (Zn 275), que corresponde a uma espessura de 20 microns.

1.1.4 Métodos para análise dos modos de encurvadura local/distorcional

Na análise linear elástica dos modos de instabilidade dos perfis enformados a frio três métodos que têm ganho preferência por parte de investigadores e projetistas:

- (i) **Método dos elementos finitos (MEF)** [12] – amplamente utilizado na análise de estruturas, utilizado por programas como por exemplo o ABACUS® [34] ou o ANSYS®;
- (ii) **Método das faixas finitas (MFF)** [28] – uma particularização do método dos elementos finitos. Os programas THIN-WAL [29] e CUFSM [13] [7] são baseados no

MFF.

- (iii) **Generalized beam theory (GBT)** [14] – uma extensão da convencional teoria das vigas que permite que a distorção da secção seja considerada. Na Universidade de Lisboa foi criado um programa de análise de enformados a frio que utiliza este método chamado GBTUL [<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt/>].

Atualmente o *MFF* é o mais utilizado para resolver problemas de estabilidade em *PEF* com secção constante porque é mais rápido e leve para processar informaticamente e obtêm-se resultados fiáveis. A implementação deste método em programas de verificação regulamentar já é possível devido ao grande poder de processamento dos computadores.

1.2 Normas regulamentares portuguesas e internacionais

O *American Iron and Steel Institute* foi pioneiro na publicação de um regulamento sobre os *PEFs* em 1945 na América do Norte, que vem sendo atualizada ao longo dos anos [15]. A partir da década do 90 foram elaborados os Eurocódigos, num esforço da Europa em unificar procedimentos de dimensionamento e verificação de estruturas pelos países membros. A parte 1.3 do Eurocódigo 3 [3] trata especificamente dos *PEFs*. Hoje a grande diferença entre as normas do *AISI* e o *EC3* para os *PEFs* encontra-se no método para controle da instabilidade local e distorcional.

Para a verificação da segurança aos problemas de estabilidade local e distorcional de perfis enformados a frio, existem dois métodos, que são utilizados pelas principais normas internacionais:

- (i) **Método da Resistência Direta (MRD)** [13] [15] [17] – aplicado pelo *AISI* e seguido pela maioria dos restantes regulamentos internacionais, o qual baseia a verificação da estabilidade de perfis enformados a frio em cargas críticas obtidas pelos métodos de análise descritos anteriormente.
- (ii) **Método da Largura Efetiva (MLE)** [6] [9] [18] – aplicado pelo eurocódigo, e por grande parte das normas, e consiste no cálculo de larguras efetivas para o controle da estabilidade local e de espessuras efetivas para o controle da estabilidade distorcional em secções com reforços.

O projeto e dimensionamento de estruturas metálicas em Portugal é regulado pela EN1993-1-1 [3] e o seu anexo nacional (NA). Desta norma fazem parte a EN1993-1-3 [1] e a EN1993-1-5 [2], a primeira com critérios específicos para perfis de classe 4 (ver 3.2), como é caso geral dos *PEF*, e a segunda com regras e métodos de cálculo para secções construídas por placas, que se considera ser também o caso dos *PEF*, por aproximação. Assim é necessário

considerar o conjunto destes três regulamentos para a verificação de segurança de PEF de classe 4.

Para um procedimento completo de dimensionamento de uma estrutura podem ser necessárias outras normas que fazem parte do Eurocódigo, que são resumidamente as seguintes:

- EN1990 – Bases de dimensionamento;
- EN1991 – Ações sobre estruturas;
- EN1994 – Projeto de estruturas mistas aço-betão;
- EN1997 – Projeto geotécnico;
- EN1998 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos.

1.3 Organização do trabalho

No primeiro capítulo é feita uma introdução do tema dos *PEF* direcionado para a sua utilidade como material de construção tal como um levantamento dos benefícios da sua utilização e da sustentabilidade do material. São também abordados os problemas que este tipo de secções levanta para a verificação da segurança e estabilidade, com destaque para os problemas de encurvadura local da secção e quais métodos estão disponíveis para a análise deste fenómeno. As normas portuguesas e internacionais são identificadas e é feito um resumo, em Portugal, quais as normas a utilizar no dimensionamento de estruturas em aço com secções de classe 4.

No capítulo 2 faz-se uma revisão da bibliografia sobre os *PEF* tal como outros temas periféricos que se tornaram essenciais para fazer este trabalho, como a programação em *.NET framework* [26].

O terceiro capítulo é dedicado ao EC3-1-3 [1] e a sua implementação, sempre procurando esclarecer os aspetos mais polémicos e de difícil interpretação deste regulamento. Este capítulo divide-se em três grandes grupos: (i) materiais, (ii) classificação de secções e (iii) a abordagem ao cálculo das secções efetivas, resistência de secções e estabilidade de barras. Nos itens dedicados ao cálculo das secções efetivas é incluída a descrição de um método para cálculo das tensões normais necessárias à correta utilização do *MLE* e observações à utilização de cargas críticas, obtidas por meio de métodos numéricos. Em resistência e estabilidade de secções e barras são descritos e explicados os requisitos de cálculo do EC3-1-3 sempre com o foco no esclarecimento e disponibilização de meios de cálculo adequados.

Entrando no capítulo 4, o núcleo mais importante do presente documento, aplicou-se toda a

informação dos capítulos anteriores para criar uma aplicação informática de verificação de segurança de secções de classe 4 de acordo com o EC3-1-3. Mostra-se o funcionamento e organização geral da aplicação para o utilizador, a parte “visível”, tal como a estrutura e organização interna da aplicação, a organização de dados. É dada especial atenção aos procedimentos de cálculo das propriedades das secções e implementação do *MLE*, com os diagramas de lógica dos procedimentos implementados internamente na estrutura do programa. São também explicados os procedimentos de verificação de segurança de secções e barras e no fim do capítulo são mencionadas as limitações do programa e as partes da norma que estão implementadas e em funcionamento.

No capítulo 5 é dedicado às conclusões tiradas sobre o trabalho, tendo em conta o cumprimento dos objetivos inicialmente propostos.

Em anexo encontram-se mais informações relevantes sobre o trabalho. No anexo A são descritas todas as equações de cálculo de propriedades geométricas da secção, adaptadas a uma secção discretizada por elementos retos. Em seguida no Anexo B mostram-se os diagramas de classes da aplicação. É a modelação da estrutura de dados do programa. Já no Anexo C é elaborado um manual de utilização simplificado da aplicação e finalmente no Anexo D faz-se uma comparação entre o cálculo de secções efetivas efetuado pela aplicação e documentos de referência através de um exemplo explicativo.

1.4 Âmbito e objetivos do trabalho

Este trabalho situa-se no âmbito de aplicação do *EC3*, aos elementos estruturais em *PEF* e dos métodos existentes para cumprir esta norma, tendo por base o *MLE*. O objetivo geral é apresentar, analisar e discutir todo o procedimento preconizado pelo *EC3*. Para isso recorre-se à literatura especializada, quer sobre a norma quer sobre temas periféricos como a análise de tensões em secções ou documentos sobre programação informática.

O objetivo último deste trabalho é a criação de uma ferramenta informática que permita a verificação automática de secções de aço de classe 4 de acordo com o EC3-1-3.

Para atingir este objetivo pretende-se fazer uma análise das regras do EC3-1-3, propondo sempre soluções para os itens mais complexos da norma. Além disso, por causa da variabilidade das geometrias das secções que os *PEF* possibilitam, desenvolveu-se uma rotina de cálculo automatizada das propriedades geométricas de secções discretizadas por elementos retos. Este procedimento permite também efetuar cálculos em secções efetivas.

2. Revisão bibliográfica

Desde que os *PEFs* começaram a ser utilizados como estrutura em edifícios, nos Estados Unidos da América e Inglaterra a partir da década de 1940, que têm sido objeto de estudo por parte de estudiosos e investigadores. Inicialmente com a preocupação de disponibilizar metodologias simplificadas de cálculo que permitissem procedimentos seguros de dimensionamento e verificação da segurança. O livro pioneiro de Yu [8] (e suas edições revistas) contribuiu significativamente na compreensão dos fenómenos e nos projetos dos *PEFs*. Neste livro estão descritos os sistemas estruturais que têm por base este tipo de secções, abordando também o cálculo das propriedades geométricas em secções de parede fina baseada no conceito da linha média. Os fenómenos de encurvadura local, distorcional e global são explicados, e a sua integração na norma americana AISI [15] é discutida.

Foi, entretanto, na década de 1980 que Hancock *et al.* [31] iniciaram a utilização do *MFF*, inicialmente desenvolvido por Cheung [28], para a análise linear e não linear de estabilidade de secções de parede fina, contribuindo na direção da automação dos cálculos dos *PEFs*. Este método tem resultados semelhantes ao *MEF* com muito menos consumo de recursos computacionais e foi utilizado por Prola [7] para criar programas de análise linear e não linear de barras com secções compostas por placas. Na utilização de programas de *MEF*, Camotim D. *et al.* em [32] e [33] analisou a interação entre modos locais e distorcionais de encurvadura de colunas com secção de parede fina utilizando o programa ABAQUS® [34], e fez uma comparação dos resultados obtidos com o programa GBTUL® [14], desenvolvido pelo Instituto Superior Técnico. Este programa (GBTUL®) implementa o método “*Generalised Beam Theory*” [14] e é utilizado para fazer análises lineares e não-lineares de estabilidade em secções constituídas por placas de espessura constante. A constante procura da melhor aproximação nos modelos utilizados no *MEF* e *MFF* levou Schafer *et al.* [36] [37] a fazer uma comparação entre os resultados dos métodos e a mostrar as influência das imperfeições, tensões residuais, modelação do material, condições de fronteira, tipo de elementos, discretização dos elementos e controlo da solução obtida na obtenção dos mecanismos de colapso em análises de estabilidade

O eurocódigo 3 (*EC3*), na sua parte 3 [1] e parte 5 [2], utiliza o Método da Largura Efetiva como meio de refletir a influência da instabilidade local e distorcional numa secção de classe 4. O *MLE* foi inicialmente proposto por Von Karman [18] onde que genericamente se retirava

área a uma placa comprimida para levar em conta a perda de resistência devido à encurvadura local, representando o seu comportamento de pós-encurvadura. Posteriormente Winter [24] calibrou este método, por meio de inúmeros testes laboratoriais, e foi adotado pelas normas a nível mundial para as verificações de segurança em secções de parede fina com problemas de estabilidade local, incluindo o *EC3*. Recentemente Schafer [17], também por meio de inúmeros testes laboratoriais, desenvolveu e calibrou o Método da Resistência Direta (*MRD*) [17] que foi adotado pelo *AISI*. O programa CUFISM® [13], desenvolvido na *Jonhs Hopkins University*, que utiliza o *MMF* para executar análises de estabilidade e calcular cargas críticas de barras, dados estes que são posteriormente utilizados no *MRD*.

Na aplicação do *EC3* destaca-se a publicação do *ECCS (European Convention for Constructional Steelwork)* em que Dubina *et al.*[9] faz inicialmente um levantamento exaustivo do conhecimento existente sobre *PEFs* e desenvolve o livro à volta da utilização do *EC3* com exemplos ilustrativos da aplicação prática da norma.

Em sua dissertação de mestrado Veríssimo [6] mostra o cálculo pormenorizado de uma secção em *C* de acordo com as regras da norma, incluindo uma parte em que são desenvolvidas as fórmulas necessárias ao cálculo das propriedades mecânicas de uma secção com geometria arbitrária composta por elementos retos de espessura constante.

Na Universidade de Sidney foi criado um programa de cálculo de secções efetivas de acordo com as regras do *EC3* que também executa algumas verificações de segurança chamado *THIN-WALL* [29], é um programa independente mas que requer a introdução de dados de cálculo da barra manualmente, além disso não leva em conta a última atualização do *EC3* e da sua parte 3 (2006).

O programa comercial *Stabile*® [35] executa análise estrutural, cálculo de secções efetivas para geometrias genéricas e verificações regulamentares de acordo com a norma Brasileira NBR-14762 “Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Enformados a Frio” [38], mas no caso de aplicação do *EC3-1-3* pode-se recorrer a vários programas comerciais como o *ARSA* que executa o cálculo de secções efetivas (apenas para alguns tipos de secção) e verificações de acordo com a norma, mas que na prática o projetista não tem qualquer controle. Juntamente com o programa é instalado um pacote de desenvolvimento para programadores informáticos designado *SDK (Software Developer Kit)* [27] que permite o acesso a outras aplicações externas ao *ARSA* dos dados de cálculo e configurações do programa em tempo real.

A linguagem *UML (Unified Modeling Language)* serve o propósito de ser uma base para a modelação das estruturas de dados de aplicações informáticas, principalmente quando estas

são estruturadas por objetos. Pitone [25] define os procedimentos base para executar tal modelação de aplicações em *UML* e explica o significado de toda a simbologia utilizada nesta linguagem, a utilização de diagramas de utilizador, classes e sequência que são a base da organização de dados e de funcionamento de uma aplicação. Para implementar num programa toda a estrutura definida pela linguagem *UML* é necessário que uma linguagem de programação faça essa transição, a Microsoft® na referência [26] disponibiliza toda a informação necessária sobre o seu *.NET Framework*, do qual faz parte a linguagem *vb.NET* que é a mais acessível para utilizadores iniciados.

3. Verificação segundo o Eurocódigo 3

A parte 1.3 – *Cold-formed members and sheeting* – do EC3 [1] contém provisões específicas para a verificação da segurança de produtos enformados a frio em aço, a utilizar em edifícios ou outras aplicações no âmbito da engenharia civil. Esta norma completa a parte 1.1 [3] – Regras gerais e regras para edifícios - do EC3 e obriga à utilização em conjunto da parte 1.5 – *Plated structural elements*. [2]

Grande parte desta norma é dedicada a perfis estruturais enformados a frio, âmbito deste trabalho, pese embora a vasta gama de produtos enformados a frio. Assim, somente será abordada a aplicação da norma a este tipo de perfis. Outros tipos de aplicações têm regras específicas desenvolvidas no capítulo 10 da norma.

3.1 Materiais

As propriedades do aço utilizado no fabrico do perfil têm uma grande influência na resistência da secção. O eurocódigo define as classes do aço, e respetiva norma, e os valores nominais característicos para a tensão de cedência e tensão última, todos estes têm que permitir ser soldados, enformados/quinados e galvanizáveis se for o caso.

O aço a utilizar deve ser de acordo com as tabelas 3.1a e 3.1b, do EC3-1-3, as quais apresentam os tipos que podem ser utilizados no fabrico de *PEF*, na prática utilizam-se os aços já com a proteção anti-corrosão (galvanização a quente) presentes na tabela 3.1b.

3.1.1 Propriedades do aço

As propriedades materiais de interesse a aplicação dos métodos de verificação da segurança dos *PEF* são a tensão de cedência (f_{yb}), a tensão de última (f_u) e o módulo de elasticidade (E). Durante o processo de perfilagem a frio deste tipo de perfis as zonas de dobragem plastificam, e estas zonas dobradas têm a sua tensão de cedência aumentada devido à plastificação, tal como a sua ductilidade diminuída, o que tem por consequência uma diminuição na capacidade da estrutura absorver deformações plásticas (útil na dissipação de energia em caso de sismo, por exemplo). A figura 4 mostra o diagrama tensão-extensão do aço enformado a frio, comparando-o com o mesmo gráfico correspondente ao aço laminado a quente.

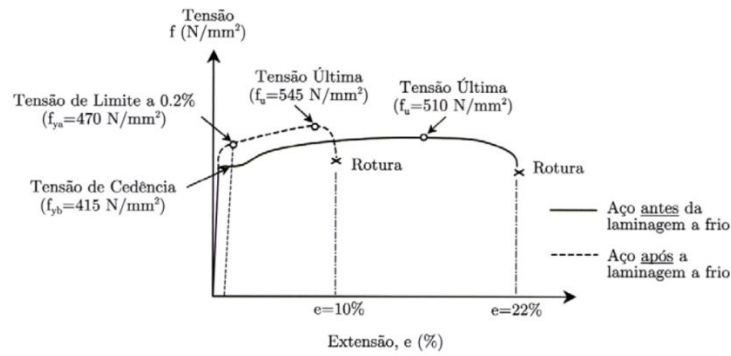


Figura 4 - Diagramas tensão-extensão do aço antes e depois de enformado a frio [11].

O aumento da resistência nestas zonas pode ser levado em conta através do cálculo de uma tensão de cedência média (f_{ya} em N/mm^2) distribuída por todo o perfil, como define o EC3-1-3:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot \frac{k \cdot n \cdot t_{calc}^2}{A} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2} \quad (1)$$

Onde:

A – área bruta da secção.

k – coeficiente dependente do tipo de fabrico do perfil:

(i) $k = 7$ caso enformadora de rolos;

(ii) $k = 5$ para outros métodos, incluindo quinagem.

n – número de dobras da secção com raio interno $r \leq 5 \cdot t$ com 90° , ângulos que sejam frações de 90° contam como fração de n .

t_{calc} – espessura de cálculo (ver 3.3.1).

As outras propriedades mecânicas do aço definidas no EC3 são (i) módulo de elasticidade ($E = 210\,000\, N/mm^2$), (ii) coeficiente de Poisson ($\nu = 0,30$) e (iv) módulo de distorção ($G = 81\,000\, N/mm^2$).

De acordo com o eurocódigo os coeficientes parciais de segurança são definidos pelo respetivo Anexo Nacional (AN). Entretanto esta norma não foi traduzida para português e serão assumidos os valores recomendados pelo EC3-1-3 na sua versão europeia, ou seja: $\gamma_{M1} = 1,00$, $\gamma_{M2} = 1,00$ e $\gamma_{M1} = 1,25$, que são os mesmos indicados para os perfis laminados a quente e soldados.

3.2 Classificação de Secções

O comportamento da barra constituída por uma secção de parede fina submetida à compressão e/ou flexão é condicionado pelos fenómenos de plasticidade e instabilidade (ver 3.3), a secção pode ser considerada compacta quando não sofre deformações na sua geometria quando

plastifica e permite rotações sem perder resistência; Por outro lado a barra esbelta é aquela que sofre fenómenos de encurvadura nos elementos que compõem a secção antes mesmo de se atingir a tensão de cedência,

O EC3-1-1 [3] classifica as secções de modo a identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação estão limitadas pela ocorrência de encurvadura local (ver capítulo 3.3.4). Assim, estão definidas quatro classes de secções, com comportamento caracterizado pela figura 5:

- (i) **Classe 1** – Secção com capacidade de formação de rótula plástica e capacidade de rotação para uma análise plástica, sem redução da sua resistência.
- (ii) **Classe 2** – Secção com capacidade para atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.
- (iii) **Classe 3** – Secção com capacidade para atingir a tensão de cedência na fibra extrema comprimida, quando calculada com base numa distribuição elástica de tensões, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido.
- (iv) **Classe 4** – Secção em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

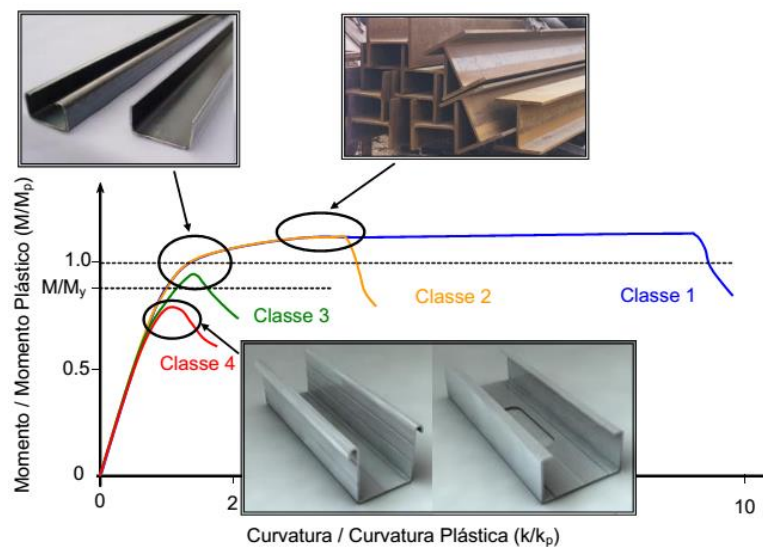


Figura 5 - Relação entre momento plástico e deformação da secção [11]

Os *PEFs* normalmente são fabricados a partir de chapas relativamente finas em relação à largura dos elementos que compõem a secção, cujo comportamento, de elemento esbelto, é condicionado pela encurvadura local, e assim classificadas como secções de classe 4.

As secções classe 1 e 2 podem ser dimensionadas em regime plástico (embora a parte 1.1 do EC3 imponha condições adicionais para as secções classe 2) e as de classe 3 em regime elástico. No caso das secções classe 4, o eurocódigo preconiza que as propriedades

geométricas utilizadas para cálculo da resistência da secção sejam calculadas com base numa secção efetiva menor que a secção bruta. Este método não contabiliza nos cálculos a área dos elementos da secção que podem instabilizar antes de se atingir o limite elástico da secção, tomando em conta os efeitos das instabilidades locais e distorcionais da secção.

A classificação é feita com recurso à tabela 5.2 que o EC3-1-1 fornece no capítulo 5.5, e, depende dos seguintes parâmetros [6]:

- (i) Esbelteza das paredes que compõem a secção, a relação (c/t) entre a largura reta do elemento (c) e a sua espessura nominal (t);
- (ii) Condições de apoio do elemento: (i) elementos internos, como por exemplo uma alma (tabela 3), ou (ii) elementos salientes como um reforço de extremidade, ou um banzo sem reforços (tabela 4);
- (iii) Tensão de cedência do aço, f_{yb} , que é utilizado no parâmetro $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}}$;
- (iv) Distribuições de tensões de acordo com o tipo e direção do esforço, axial, M_y e M_z , e o fator de encurvadura k_σ . As tensões podem ser calculadas conforme está apresentado no capítulo 3.3.3, o fator de encurvadura de acordo com 3.3.4, ambos para a secção bruta.

Como o âmbito deste trabalho são secções de classe 4 apenas se verifica se a secção não cumpre os requisitos da classe 3, assim, só faz sentido o cálculo de tensões em regime elástico.

3.3 Parte 3 do Eurocódigo 3 – Secções de classe 4

A verificação da segurança dos *PEFs* de acordo com o EC3-1-3 obriga a que se determine a resistência das secções da barra ao longo do seu desenvolvimento nos pontos críticos de maiores esforços, que inclui os seguintes passos:

- (i) Verificação dos limites geométricos da secção, capítulo 3.3.1;
- (ii) Discretização da secção numa secção equivalente nominal ou idealizada, capítulo 3.3.2;
- (iii) Cálculo das propriedades geométricas da secção bruta e efetiva: o que requer o cálculo para a secção (i) bruta; (ii) efetiva axial compressão, (iii) efetiva M_y^+ , (iv) efetiva M_y^- , (v) efetiva M_z^+ , (vi) efetiva M_y^- das propriedades efetivas. Este cálculo incorpora os efeitos da instabilidade local e distorcional, capítulos 3.3.3 e 3.3.4;
- (iv) Verificação aos esforços, capítulo 3.4: esforço axial (tração), esforço axial (compressão), momentos fletores nas direções y e z, esforços transversos nas direções y e z, momento torsor, cargas concentradas, combinação momentos fletores (direções y e z) e esforço axial de compressão, combinação de momentos fletores (direções y e z) e

esforço axial compressão, combinação de esforço axial, momentos fletores e esforços transversos (nas direções y e z) combinação de momentos fletores e cargas concentradas (nas direções y e z).

No EC3-1-3 a verificação da estabilidade das barras é remetida para o EC3-1-1, havendo apenas a inclusão de alguns critérios específicos para os *PEF*. Para verificar a estabilidade de uma barra torna-se necessário encontrar os seus esforços críticos, questão que não se encontra totalmente desenvolvida no EC3 estando o projetista obrigado a recorrer a literatura especializada [10] [16] [19] [20], e fazer as seguintes verificações de segurança, no capítulo 3.5: estabilidade à compressão, estabilidade aos momentos fletores (direções y e z) e estabilidade da interação do esforço de compressão com os momentos fletores (direções y e z).

3.3.1 Limites geométricos

Os limites geométricos do EC3-1-3 para as relações entre as dimensões da secção foram impostos, em parte, porque os métodos de análise e verificação propostos na norma serem o resultado de um conjunto de testes experimentais feitos a perfis de geometrias correntes, mas também por representarem um grande historial de experiencia prática com este tipo de perfis [9].

À espessura das paredes do perfil deverá ser descontado qualquer revestimento, como a galvanização para assim se obter uma t_{cor} que neste trabalho se chamará t_{calc} . Esta redução tem ainda em conta a tolerância de fabrico da chapa:

$$t_{calc} = \begin{cases} t_{nom} - t_{coat} & \text{se } tol \leq 5\% \\ (t_{nom} - t_{coat}) \cdot \frac{100-tol}{95} & \text{se } tol > 5\% \end{cases} \quad (2)$$

onde:

t_{nom} – espessura nominal da chapa (mm)

t_{coat} – espessura da proteção (p.ex.: galvanizado a quente Zn 275 \approx 0.04 mm)

Como limites da espessura tem-se:

$$0.45 \text{ mm} \leq t_{calc} \leq 15 \text{ mm} \quad (3)$$

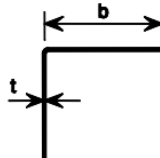
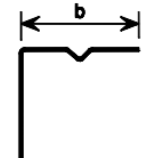
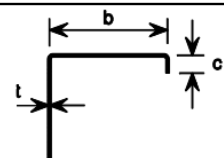
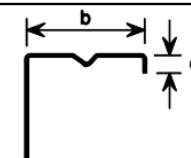
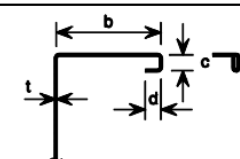
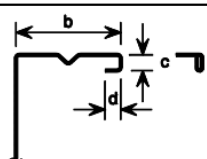
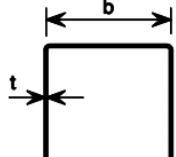
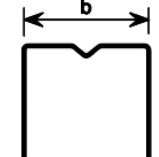


O raio das dobras do perfil também tem um limite imposto:

$$r \leq 0.04 \cdot t_{calc} \cdot \frac{E}{f_{yb}} \quad (4)$$

As paredes constituintes do perfil podem ter diferentes condições de apoio, podendo ter uma extremidade livre, ser reforçada por um reforço interno, ou de extremidade, ou podem ser apoiadas por outras paredes do perfil reforçadas. Devido a problemas de encurvadura local e

deformações fora do contexto dos métodos expostos no eurocódigo foram propostos limites (tabela 1) aos rácios b/t dos elementos que compõem o perfil, conforme as suas condições de apoio mostrados na Tabela1.

Tabela 1 - Rácios máximos largura/espessura [1]

Element of cross-section	Maximum value
 	$b/t \leq 50$
 	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
 	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
 	$b/t \leq 500$
 	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

3.3.2 Discretização da secção - nominal ou idealizada

Pela facilidade facultada pelos seus processos de fabrico os *PEF* podem assumir uma variedade enorme de diferentes geometrias de acordo com as preferências e necessidades de quem os utiliza. Torna-se útil que se tenha disponíveis métodos e ferramentas de cálculo das propriedades geométricas de secções arbitrárias de uma forma expedita.

As propriedades geométricas podem ser determinadas com recurso a programas de análise de secções ou por métodos numéricos, como por exemplo o *MEF*. De qualquer forma todos estes métodos são complexos e difíceis de utilizar, o que conduz à procura de métodos aproximados, escolhidos para utilizar neste trabalho. Desde que o erro dos métodos aproximados possa ser considerado como desprezável, o que ocorre na maioria das situações, estes são de fácil uso e implementação numa rotina de cálculo automatizado.

O cálculo das propriedades da secção inclui os seguintes passos: (i) discretização da secção

em elementos de cálculo; (ii) cálculo das propriedades de cada elemento e (iii) cálculo das propriedades da secção.

Segundo o anexo C da EN1993-1-3 [1] uma secção aberta de parede fina pode ser discretizada em segmentos retos (ou semicirculares) de espessura constante, substituindo o cálculo da secção como um todo pelo conjunto das propriedades de cada segmento.

O processo inicia-se por intercectar as linhas médias de cada elemento reto, criando um ponto em cada intercepção, como ilustra a figura 6.

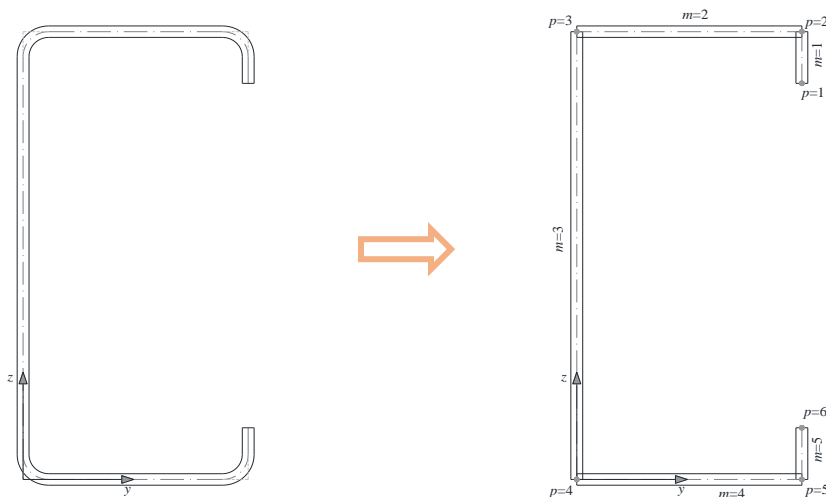


Figura 6 - Discretização de um perfil C em elementos retos.

Os pontos são numerados de 1 a p , os elementos de 1 a m e as espessuras nominais t_{nom} dos elementos podem assumir qualquer valor, incluindo zero. Os cantos arredondados são ignorados, ficando apenas uma secção com troços retos.

Como já foi referido anteriormente, o anexo C do EC3-1-3 propõe um método de cálculo das propriedades geométricas de um perfil, transformando o perfil real com cantos curvos num perfil só com elementos retos. O raio dos cantos terá influência no comprimento destes elementos, já que uma secção de cantos retos terá sempre mais área que a secção original.

Assim o eurocódigo permite que se despreze a influência dos cantos curvos se o raio destes cumprir os seguintes limites:

$$r \leq 5 \cdot t_{calc} \quad (5)$$

$$r \leq 0.10 \cdot \min_i(b_{pm}) \quad (6)$$

Cria-se assim uma secção idealizada, onde os valores (b_p) dos comprimentos dos elementos que compõem o perfil são obtidos conforme a figura 7,

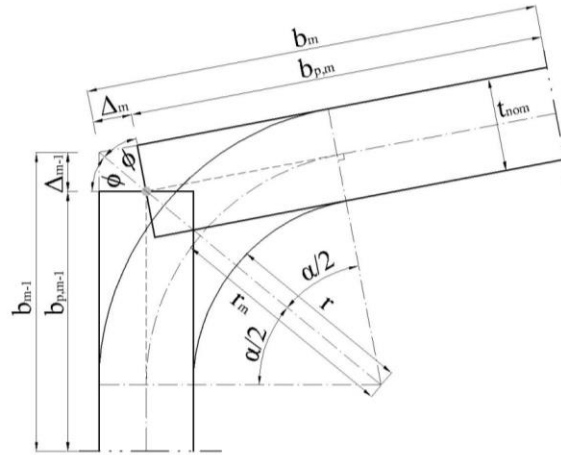


Figura 7 - Tratamento de cantos para elementos idealizados

Onde, [6]:

b_m – Comprimento nominal do elemento medido pelo exterior.

r – Raio interior do canto.

b_p – Comprimento de cálculo do elemento. (para um elemento só com um canto:

$$b_{p,m} = b_m - \Delta_m)$$

α – Menor ângulo entre os elementos retos:

$$\alpha = \begin{cases} |\theta_m - \theta_{m-1}| & \text{se } |\theta_m - \theta_{m-1}| < 180^\circ \\ |\theta_m - \theta_{m-1}| - 180^\circ & \text{se } |\theta_m - \theta_{m-1}| \geq 180^\circ \end{cases} \quad (7)$$

$$\phi = \frac{(180^\circ - \alpha)}{2} \quad (8)$$

$$\Delta_m = \Delta_{m-1} = \frac{t_{nom}}{2} \cdot \tan \phi \quad (9)$$

Como a secção de cantos retos obtida tem mais área que a secção real, e para se levar em conta os cantos curvos, as propriedades terão que ser corrigidas utilizando a seguinte aproximação, de acordo com o EC3-1-3:

$$A_g \approx A_{g,sh} \cdot (1 - \delta) \quad (10)$$

$$I_g \approx I_{g,sh} \cdot (1 - 2\delta) \quad (11)$$

$$I_w \approx I_{w,sh} \cdot (1 - 4\delta) \quad (12)$$

Com:

$$\delta = 0,43 \cdot \frac{\sum_{n=1} r_n \cdot \frac{\alpha_n}{90^\circ}}{\sum_{m=1} b_{p,m}} \quad (13)$$

Onde:

A_g – área corrigida da secção;

$A_{g,sh}$ – área da secção com cantos retos (*sharp corners*);

I_g – momento de inércia corrigido da secção;

$I_{g,sh}$ – momento de inércia da secção com cantos retos;

- I_w – constante de empenamento corrigido da secção;
 $I_{w,sh}$ – constante de empenamento da secção com cantos retos;
 m – elemento plano;
 n – canto curvo;
 r_n – raio do canto curvo n .

De salientar que o método de correção de propriedades também é aplicado às propriedades efetivas resultantes da avaliação da estabilidade local e distorcional.

Para levar em conta a influência dos cantos curvos sem ter que fazer uma correção das propriedades da secção, para raios até ao limite referido em 3.3.1, o eurocódigo permite a criação de uma secção nominal, com precedência da secção idealizada. Os elementos retos idealizados anteriormente sofrem uma redução do seu comprimento que depende diretamente do raio do canto curvo, a figura 8 mostra o tratamento de cantos numa secção nominal.

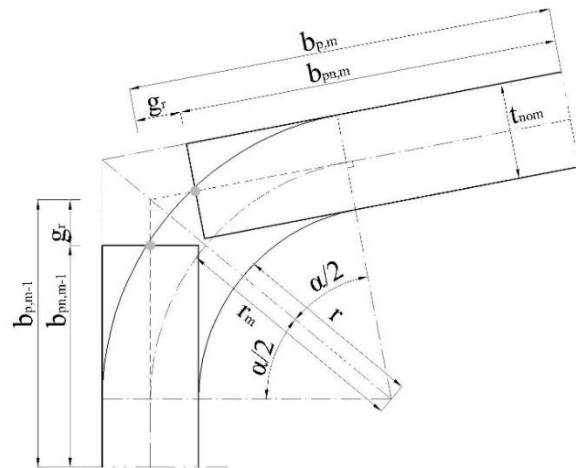


Figura 8 - Tratamento de cantos para elementos nominais

Onde, o parâmetro g_r é dado por:

$$g_r = r_m \cdot \left(\tan \frac{\alpha}{2} - \sin \frac{\alpha}{2} \right) \quad (14)$$

Uma secção com elementos nominais não precisa de correção nas suas propriedades geométricas como acontece numa secção idealizada.

3.3.3 Cálculo de tensões normais e tangenciais

No cálculo das tensões na secção de uma barra admite-se que o material tem um comportamento linear-elástico e nunca é ultrapassada a tensão de cedência do material. As equações que serão apresentadas a seguir são aplicáveis em perfis de classe 4 de secção aberta e parede fina o suficiente para que se considere que as tensões não variam entre a linha média da parede e as suas margens. O cálculo das tensões é importante no dimensionamento de

secções de classe 4, já que é a partir destes valores que se processa o cálculo das secções efetivas (capítulo 3.3.4) e algumas verificações de segurança requeridas pelo EC3 como a verificação das tensões devido à torção.

3.3.3.1 Tensão normal devido ao esforço axial

Considera-se que o esforço axial de compressão ou tração é aplicado no centro de gravidade da secção, CG , como uma ação distribuída igualmente pela sua área, assim, as tensões geradas serão iguais em todos os pontos da secção. O cálculo da tensão normal devido ao esforço axial, σ_N , em qualquer ponto da secção é:

$$\sigma_N = \frac{N}{A_{sec}} \tag{15}$$

Em que:

N – é o valor do esforço axial atuante, positivo para tração e negativo para compressão;

A_{sec} – é a área considerada da secção.

3.3.3.2 Tensão normal devido à flexão

O cálculo das tensões resultantes de flexão dependem sempre da (i) direção do momento aplicado, que na figura seguinte (figura 9) é representado por θ_M e da (ii) direção dos eixos principais da secção, β . No Anexo A encontram-se as equações para o cálculo do ângulo entre os eixos principais de inércia e os eixos considerados, já que o cálculo das tensões normais terá que ser efetuado sempre em relação aos eixos principais da secção [21] [22].

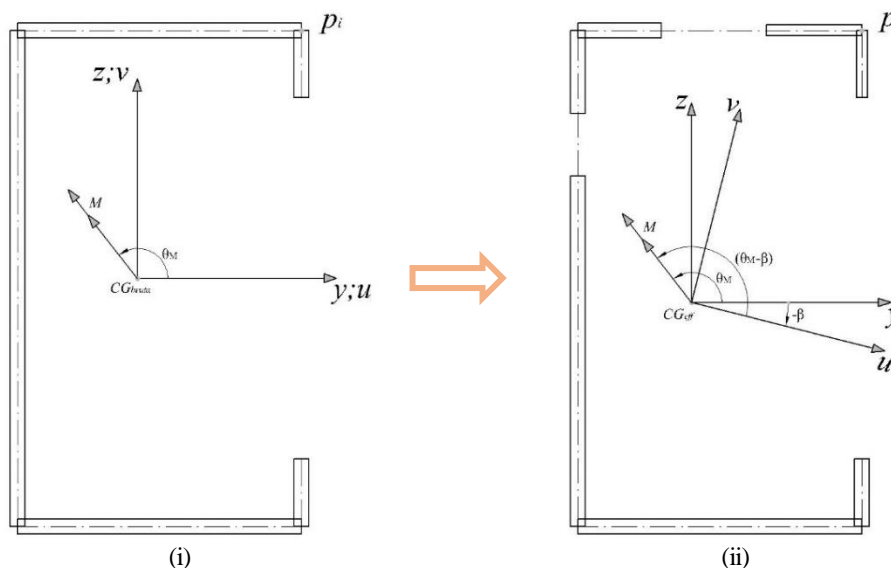


Figura 9 - (i) Flexão desviada sobre uma secção bruta, ângulo da direção do momento; (ii) Flexão desviada sobre a secção efetiva do mesmo perfil, ângulo da direção do momento em relação aos eixos principais.

Qualquer momento, M , que atue sobre uma secção tem uma direção em relação ao eixo principal de maior inércia, θ_M , os momentos resultantes sobre os eixos principais de inércia

(y,z) de uma secção podem ser calculados da seguinte forma:

$$M_y = M \cdot \cos(\theta_M) \quad (16)$$

$$M_z = M \cdot \sin(\theta_M) \quad (17)$$

Tendo em conta que uma secção efetiva resultante da secção bruta original (ver capítulos 3.3.4 e 3.3.5) poderá ter eixos principais diferentes (ver figura 9) mas estando o momento fletor aplicado na mesma direção pode-se obter as direções dos momentos segundo os novos eixos principais (u,v):

$$M_u = M \cdot \cos(\theta_M - \beta) \quad (18)$$

$$M_v = M \cdot \sin(\theta_M - \beta) \quad (19)$$

O cálculo das tensões normais, num qualquer ponto i da secção, devido à flexão para momentos em torno de u e v , que serão respetivamente representadas por $\sigma_{Mu,i}$ e $\sigma_{Mv,i}$, é baseado nas teorias utilizadas em mecânica dos materiais [21] [22], nomeadamente na conhecida fórmula da flexão:

$$\sigma_{Mu,i} = \frac{M_u \cdot v_i}{I_u} \quad (20)$$

$$\sigma_{Mv,i} = \frac{M_v \cdot u_i}{I_v} \quad (21)$$

Onde:

u e v – são as coordenadas do ponto considerado, segundo os eixos principais (u,v);

I_u e I_v – são os momentos de inércia segundo os principais eixos de inércia (u,v).

De acordo com a teoria da elasticidade, e independentemente do momento aplicado, podemos relacionar a tensão em cada ponto da secção com a tensão máxima existente na secção ($\sigma_{m\acute{a}x}$). Esta equação é particularmente útil para o método das larguras efetivas (capítulo 3.3.4) utilizado pelo EC3-1-3. Assim as tensões normais devido a momentos segundo os eixos principais também podem ser calculadas da seguinte forma:

$$\sigma_{Mu,i} = \frac{v_i}{v_{m\acute{a}x}} \cdot \sigma_{m\acute{a}x} \quad (22)$$

$$\sigma_{Mv,i} = \frac{u_i}{u_{m\acute{a}x}} \cdot \sigma_{m\acute{a}x} \quad (23)$$

Onde:

$u_{m\acute{a}x}$ e $v_{m\acute{a}x}$ – são máximos valores absolutos de coordenada u e v , de pontos diferentes ou não, que se encontrem na secção, segundo os eixos principais (u,v);

A tensão normal total num ponto i da secção, $\sigma_{M,i}^{Total}$, segundo a direção dos eixos considerados, é dada pela soma das tensões:

$$\sigma_{M,i}^{Total} = \sigma_{Mu,i} - \sigma_{Mv,i} \quad (24)$$

Podemos ainda relacionar as equações para cálculo das tensões σ_u e σ_v , resultando no cálculo

da tensão normal total (tendo em conta a direção do momento):

$$\sigma_{M,i}^{Total} = \left(\cos(\theta - \beta) \cdot \frac{v}{v_{m\acute{a}x}} - \sin(\theta - \beta) \cdot \frac{u}{u_{m\acute{a}x}} \right) \cdot \sigma_{m\acute{a}x} \quad (25)$$

3.3.3.3 Tensão tangencial por esforço transversal

Tensão tangencial, $\tau_{Vy,i}$, devido ao transversal na direção y, V_y :

$$\tau_{Vy,i} = \frac{V_y \cdot A_{0 \rightarrow i} \cdot \bar{z}}{I_z \cdot t_{calc,i}} \quad (26)$$

O valor de $A_{0 \rightarrow i} \cdot \bar{z}$ representa o primeiro momento (estático) de inércia da secção ($S_{z,i}$) da área até ao ponto i , onde \bar{z} é a distância entre o CG de $A_{0 \rightarrow i}$ e o da secção, assim a equação anterior pode-se escrever da seguinte forma:

$$\tau_{Vy,i} = \frac{V_y \cdot S_{z,i}}{I_z \cdot t_{calc,i}} \quad (27)$$

Tensão tangencial, $\tau_{Vz,i}$, devido ao transversal na direção z, V_z :

$$\tau_{Vz,i} = \frac{V_z \cdot A_{0 \rightarrow i} \cdot \bar{y}}{I_y \cdot t_{calc,i}} \quad (28)$$

O valor de $A_{0 \rightarrow i} \cdot \bar{y}$ representa o primeiro momento (estático) de inércia da secção ($S_{y,i}$) da área até ao ponto i , onde \bar{y} é a distância entre o CG de $A_{0 \rightarrow i}$ e o da secção, assim a equação anterior pode-se escrever da seguinte forma:

$$\tau_{Vz,i} = \frac{V_z \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot t_{calc,i}} \quad (29)$$

3.3.3.4 Tensões normais e tangenciais devido a torção

O esforço de torção pode acontecer devido a excentricidades entre o plano de carga e o centro de corte ou devido a cargas externas de torção. Para um barra sujeita a torção importa distinguir os dois casos ilustradas na Figura 10: (i) torção uniforme (ou St. Venant) e (ii) torção não uniforme.

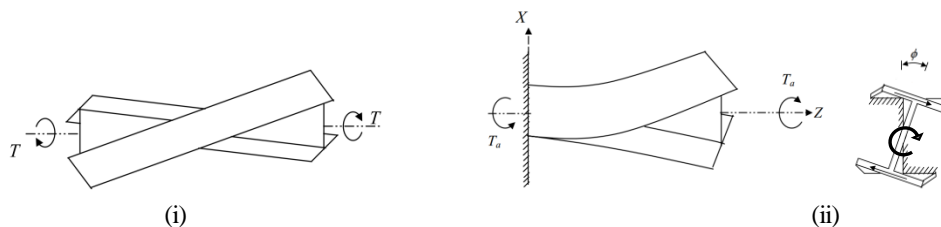


Figura 10 - (i) torção uniforme, empenamento livre e (ii) – torção não uniforme, empenamento restringido [20].

A torção é considerada uniforme quando o ângulo ϕ de rotação da barra varia uniformemente ao longo da barra, assim, na secção existem apenas tensões tangenciais devido a torção pura (de St. Venant), τ_t , já que o deslocamento de empenamento no sentido longitudinal não gera tensões [20]. Um exemplo deste caso são barras que se encontrem travadas ao movimento de

rotação (torção), mas livres ao empenamento (figura 10 (i)).

No caso de torção não uniforme, o ângulo ϕ irá variar de modo não uniforme devido à restrição ao empenamento, como vemos na figura 10 (ii), junto ao encastramento o deslocamento de rotação é nulo o que faz com que a resistência à torção seja garantida principalmente pelas tensões longitudinais de empenamento, σ_w , que para equilíbrio das tensões internas na secção geram tensões tangenciais, τ_w . Assim o valor das tensões de uma secção depende (i) das propriedades geométricas do perfil, (ii) da carga de torção e (iii) do valor de rotação da barra no seu desenvolvimento, que por sua vez depende das condições de restrição ao empenamento. Desta forma o momento de torção aplicado a uma barra (T_{Ed}) é a soma da torção uniforme (St. Venant), $T_{sv,Ed}$, e da torção por empenamento, $T_{w,Ed}$:

$$T_{Ed} = T_{sv,Ed} + T_{w,Ed} \quad (30)$$

Deste modo os valores da torção de Saint Venant e de empenamento variam ao longo de uma barra de acordo com a variação do ângulo de rotação, conforme apresentado em *SCI Publication p385 – Design of Steel Beams in Torsion* [23] [20] [8]. Levando em conta a rotação da secção a equação anterior pode ser re-escrita de modo a relacionar a variação dos dois momentos de torção:

$$\frac{T}{GI_t} = \phi' - a^2 \phi''' \quad (31)$$

Onde:

T – Momento torsor total aplicado

G – Módulo de distorção

I_t – Inércia de torção

a – Constante torsional de momento que relaciona a rigidez de empenamento com a rigidez de torção da secção e é dado por:

$$a = \sqrt{\frac{EI_w}{GI_t}} \quad (32)$$

ϕ – Equação do desenvolvimento do ângulo de rotação da secção ao longo da barra. Esta equação e as suas derivadas dependem (i) da distribuição da carga de torção, (ii) das condições de apoio e restrições ao empenamento da barra e (iii) das propriedades geométricas da secção. Para os casos correntes podem-se encontrar as equações e respectivas derivadas, para várias condições de apoio, na literatura especializada nomeadamente em [23], [8], [20] e [21].

No caso de torção uniforme o valor de ϕ' assume o seguinte valor:

$$\phi' = \frac{T}{GI_T} \quad (33)$$

Para uma secção aberta de paredes finas de espessura constante as tensões resultantes do esforço de torção necessárias para a verificação de segurança são calculadas da seguinte forma:

- (i) Tensão normal de empenamento, $\sigma_{w,i,Ed}$, apenas no caso de torção não uniforme.

$$\sigma_{w,i,Ed} = E \cdot \omega_{cc,i} \cdot \phi'' \quad (34)$$

Onde:

$\omega_{cc,i}$ – Coordenada sectorial do ponto i em relação ao centro de corte (ver anexo A).

- (ii) Tensão tangencial de empenamento, $\tau_{w,i,Ed}$, apenas no caso de torção não uniforme.

$$\tau_{w,i,Ed} = \frac{E \cdot S_{\omega,i} \cdot \phi'''}{t_{calc,i}} \quad (35)$$

Onde:

$S_{\omega,i}$ – Momento estático de empenamento no ponto i da secção (ver anexo A).

$t_{calc,i}$ – Espessura de cálculo das paredes da secção no ponto i .

- (iii) Tensão tangencial devido a torção, $\tau_{t,i,Ed}$, em ambos os casos de torção uniforme e não uniforme.

$$\tau_{t,i,Ed} = E \cdot t_{calc,i} \cdot \phi' \quad (36)$$

3.3.4 Método das larguras efetivas

3.3.4.1 Estabilidade local de secção de classe 4

As secções de classe 4 caracterizam-se pelas paredes constituintes esbeltas, de modo que o rácio b/t é muito elevado. Isto torna-as suscetível a fenómenos de encurvadura locais e consequentes deformações no plano da secção. A encurvadura local provoca deformações na geometria da secção que dependem do modo de instabilidade (figura 11), mas não no eixo longitudinal da barra, como acontece nos casos de encurvadura global (ver capítulo 3.5) que se observa em todas as classes de secção.

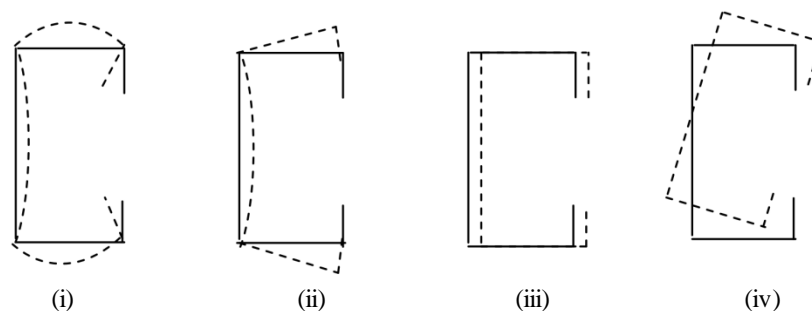


Figura 11 - Modos de instabilidade: (i) local placa, (ii) local distorcional (iii) global flexão e (iv) global flexão-torção [7].

Dos fenómenos de encurvadura local que podem surgir numa secção distinguem-se dois modos principais: (i) modo local placa (*MLP*) e o (ii) modo distorcional (*MD*), cuja configurações deformadas estão ilustradas na figura 11 (i) e (ii). Ainda podem existir modos mistos local-distorcional ou interação entre os modos locais e globais.

Os modos locais de instabilidade dependem não apenas da geometria da secção mas também do comprimento da barra, como se pode observar nas curvas características que representam a variação da tensão crítica com o comprimento da barra de cada modo de instabilidade, mostradas na figura 12. Observa-se da figura que nos casos gerais de um perfil de secção C o *MLP* aparece em comprimentos mais curtos do que o *MLD*. A curva a cheio representa os resultados para modos com um semi-comprimento de onda enquanto a linha a tracejado mostra os valores mínimos para todos os semi-comprimentos de onda possíveis dos modos de instabilidade e, ainda, considerando as perdas de resistência associadas à interação entre a atuação conjunta dos modos. Neste exemplo o *MLP* é sempre crítico para todos comprimentos da barra (o valor mínimo associado ao *MD* para um comprimento de 280 mm é maior que o *MLP* com vários comprimentos de onda). O Modo Global Flexão-Torção (*MGFT*) é crítico para grandes comprimentos e apresentando um semi-comprimento de onda.

Assim os modos de instabilidade são influenciados pelas seguintes características da secção: (i) geometria da secção tal como o número de dobras que a compõem, (ii) relação *b/t* das várias placas que compõem a secção, (iii) imperfeições iniciais, (iv) comprimento da barra e (v) número de reforços internos ou de extremidade existentes.

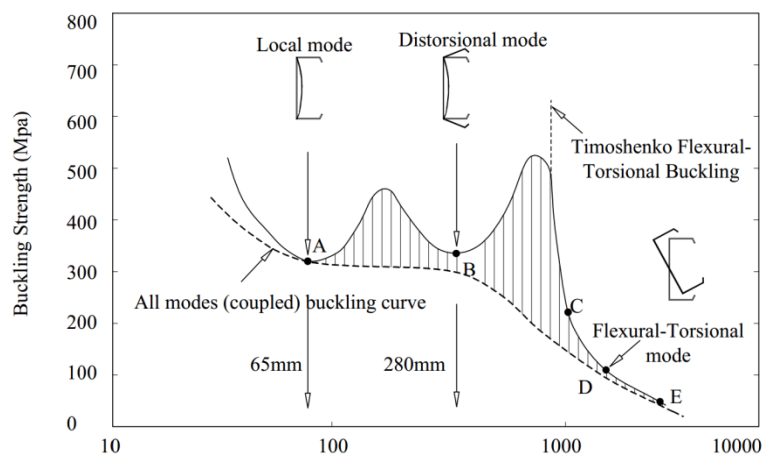


Figura 12 - Relação entre a tensão crítica (σ_{cri}) dos vários modos e o comprimento de barra [9]

Os problemas de estabilidade local, podem não provocar o colapso da barra, mas degradam muito a rigidez das placas que compõem a secção. Para o caso de estudo apresentado no capítulo seguinte, Bulson [9] em 1970 estimou que a perda de rigidez na placa seria de 40%.

O eurocódigo 3, através da parte 1-3 e 1-5 especifica um método para incluir a influência dos

fenómenos de encurvadura local e distorcional nas verificações que resumidamente traduz-se no cálculo de uma secção efetiva, de área inferior á secção real, que é utilizada posteriormente nas verificações regulamentares de resistência e estabilidade.

Na utilização do EC3-1-3 alguns requisitos devem ser considerados no que diz respeito ao dimensionamento de secções em relação à encurvadura local e distorcional [9]:

- (i) Os efeitos da encurvadura local e distorcional devem ser levados em conta no cálculo da resistência e rigidez de secções de classe 4.
- (ii) A encurvadura local pode ser levada em conta através da utilização das propriedades geométricas de uma secção efetiva, calculada na base do método das larguras efetivas.
- (iii) A possibilidade de haver excentricidades entre o centro de gravidade da secção bruta e da secção efetiva deve ser levada em conta.
- (iv) Na determinação da resistência à encurvadura local, no cálculo das larguras efetivas, a tensão de cedência f_y deve ser considerada como f_{yb} .
- (v) No cálculo da resistência da secção, a largura efetiva de um elemento à compressão deve ser baseada na tensão de compressão $\sigma_{comp,Ed}$ existente no elemento quando a tensão de cedência na secção é atingida.
- (vi) No dimensionamento são utilizados dois tipos de secções: secção bruta igual á secção real e uma ou várias secções efetivas que dependem do carregamento ou combinação de carregamentos de compressão e momentos fletores.
- (vii) Nas verificações de estados limites de serviço, as tensões de compressão nos elementos, $\sigma_{comp,Ed}$, a utilizar no cálculo das larguras efetivas devem resultar das tensões provocadas pelas cargas da respetiva combinação de estado limite de serviço.
- (viii) A encurvadura local distorcional deve ser tida em conta quando representa um dos modos críticos de colapso.

3.3.4.2 Estabilidade local de placas (MLP) – Larguras efetivas

Devido à sua esbelteza uma placa tem tendência a instabilizar antes de toda a secção da placa chegar à tensão de cedência. Apesar de instabilizar, normalmente não se dá o colapso, havendo ainda a possibilidade da placa acomodar um acréscimo de carga. Isto acontece já no regime pós-encurvadura (para tensões superiores à tensão crítica da placa sem imperfeições) devido às tensões de membrana geradas pela deformação tal como pelo deslocamento das tensões axiais internas para as extremidades apoiadas da placa. Assim o comportamento pós-encurvadura é em grande parte condicionado pelas condições de apoio.

Para avaliar este problema considera-se o modelo de cálculo de uma placa quadrada,

simplesmente apoiada lateralmente e sujeita uma força distribuída de compressão conforme a está indicado na figura 13.

Foi Saint-Venant em 1833 que primeiro descreveu a equação de equilíbrio de uma placa carregada axialmente no seu plano [7]. Posteriormente em 1910, analisando o comportamento de pós-encurvadura de uma placa, Von Karman [18] introduziu as equações diferenciais que descrevem o seu comportamento. Estas equações eram de difícil utilização prática devido à sua complexidade, assim foi introduzido o conceito de “largura efetiva” [9].

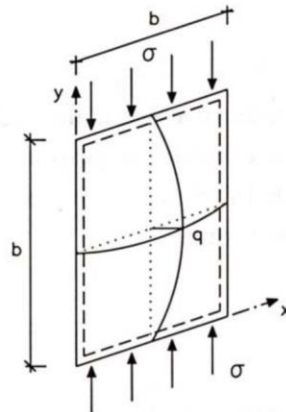


Figura 13 - Modelo para uma placa simplesmente apoiada, carregada axialmente [6].

Este conceito baseia-se numa tensão crítica teórica, (σ_{cr}) que resulta do desenvolvimento das equações diferenciais introduzidas por Saint-Venant as quais estimam a tensão a partir da qual uma placa instabiliza e depende de um coeficiente de encurvadura k_{σ} , que tem em conta as condições de apoio da placa, e a distribuição de tensões na placa (ver figura 13). Assim esta equação relaciona a tensão crítica com o coeficiente de encurvadura:

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (37)$$

Onde:

E - módulo de elasticidade material;

ν - coeficiente de poisson;

t - é a espessura da placa;

b - é a largura transversal da placa.

Os conceitos e desenvolvimentos teóricos das equações que regem este problema podem ser consultados em [7], [10], [18], [19], [17], [8], [9] e [24].

Sabendo que numa placa apoiada lateralmente sujeita a compressão uniformemente distribuída, quando ultrapassa a tensão crítica, a distribuição de tensões tem tendência a aumentar não-uniformemente junto aos apoios (ver a evolução na figura 14) onde se passa de um estado em que as tensões estão uniformemente distribuídas, (i), para o caso de pós-

encurvadura em que já se ultrapassou a tensão crítica (σ_{cr}) mas antes de se atingir a tensão de cedência f_y , (ii), e finalmente a distribuição de tensões quando se atinge a tensão de cedência da chapa já na pós-encurvadura, (iii).

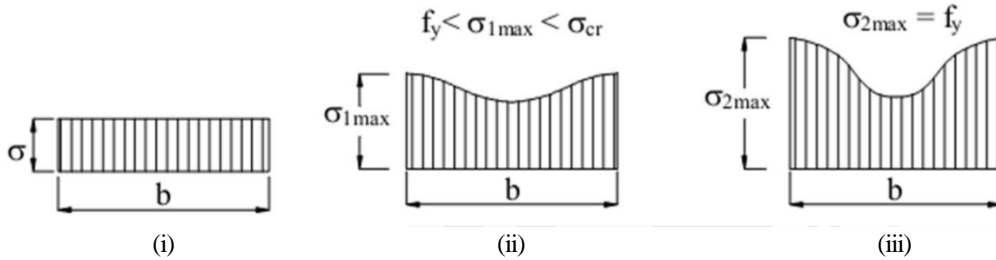


Figura 14 - Distribuição de tensões numa placa (i) pré-encurvadura, (ii) pós-encurvadura mas pré-cedência e (ii) pós-encurvadura e em cedência [9].

De acordo com esta configuração de tensões idealiza-se a distribuição não-uniforme de tensões como uma distribuição uniforme nas duas zonas junto aos apoios da placa, chamadas de “larguras efetivas” como está esquematizado na figura 15.

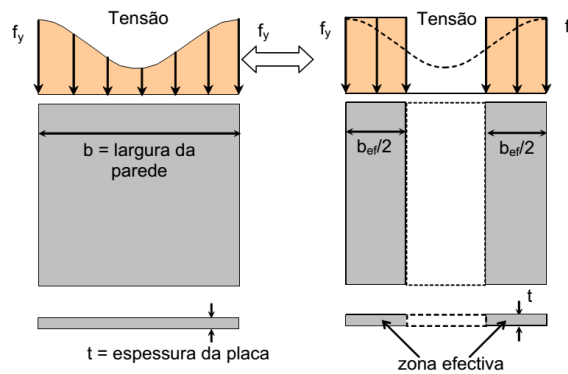


Figura 15 - Distribuição “real” de tensões na placa transformada numa distribuição equivalente baseada nas “larguras efetivas” [11].

Este método, de grande utilidade prática, foi proposto por Von Karman [18] e relaciona a tensão máxima instalada na placa ($\sigma_{máx}$) com a tensão crítica (σ_{cr}). Se for considerado o estado limite último da placa $\sigma_{máx} = f_y$ esta relação, designada de fator de redução ρ , tem a seguinte forma:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \tag{38}$$

Que foi posteriormente calibrado por Winter [24] para valores intermédios de b/t , baseando-se em resultados experimentais que levam em conta imperfeições geométricas e tensões residuais [6] [9], que resultaram na fórmula adotada pelo EC3 para cálculo das larguras efetivas:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \cdot \left(1 - 0.22 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \right) \tag{39}$$

Em que a esbelteza relativa da placa, $\bar{\lambda}_p$, é dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (40)$$

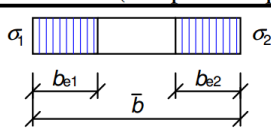
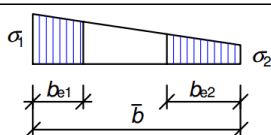
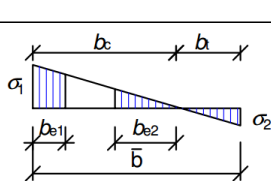
O cálculo das larguras efetivas está sempre indexado a uma tensão crítica, calculada com base na distribuição de tensões normais e nas condições de apoio da placa considerada. De forma a aplicar deste método, o EC3-1-3 em conjunto com o EC3-1-5, apresenta um procedimento de cálculo de “secções efetivas”.

3.3.4.2.1 Cálculo da secção efetiva de acordo com o EC3-1-3

De acordo com a norma, o cálculo de secções efetivas implica a utilização da parte 3 e da parte 5 do EC3. O cálculo das larguras efetivas está sempre dependente da tensão crítica de encurvadura da placa, seja em modo local placa ou distorcional (ver 3.3.4.3), e pode ser calculada aproximadamente ou exatamente via métodos numéricos (ver 3.3.5). Neste trabalho foi implementado informaticamente o método aproximado.

O comprimento utilizado no cálculo dos elementos é designado de b_p (ver 3.3.2), que neste trabalho se considera a distância entre interseções das linhas médias dos elementos adjacentes (um elemento idealizado) visto se proceder posteriormente a uma correção das propriedades geométricas efetivas da secção.

Tabela 2 - Elementos internos à compressão [2].

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$\overset{AC1}{-1} > \psi \geq -3 \overset{AC1}{}$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Importante na utilização deste método é a distribuição de tensões normais na secção, que é utilizada para calcular a relação, ψ , entre a maior (σ_1) e menor (σ_2) tensão nos extremos do elemento. O valor desta relação é também utilizado para calcular o fator de encurvadura, k_σ , que faz variar a tensão crítica e apenas representa a influência da distribuição das tensões no

elemento, já que na utilização deste método os elementos são sempre considerados simplesmente apoiados.

O EC3-1-3 e EC3-1-5 fazem a distinção entre “elementos internos à compressão”, que significam elementos internos da secção que estão simplesmente apoiados entre dobras, e “elementos externos à compressão”, que são elementos ligados à secção apenas por uma dobra. Assim para elementos internos à compressão utiliza-se a tabela 2 para cálculo das larguras efetivas, no caso de elementos externos à compressão, a tabela 3.

Para elementos internos e na situação em que $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ o fator de redução ρ é calculado da seguinte forma:

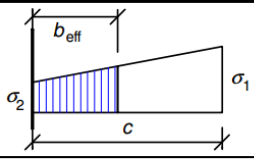
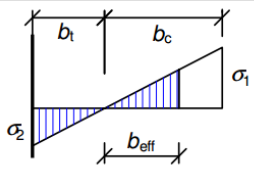
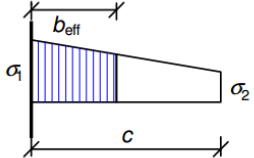
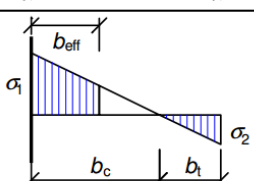
$$\rho = 1.0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} \quad (41)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{se } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} \quad (42)$$

Alternativamente e de acordo com o anexo E do EC3-1-5 para qualquer caso de $\sigma_{com,Ed}$ (desde que $\leq f_{yb}/\gamma_{M0}$), o fator de redução ρ pode ser calculado da seguinte forma:

$$\rho = \frac{1 - 0.055 \cdot (3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0.18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0.6)} \quad \text{com } \rho \leq 1.0 \quad (43)$$

Tabela 3 - Elementos externos à compressão [2].

Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

No caso de elementos externos e na situação em que $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ o fator de redução ρ é calculado da seguinte forma:

$$\rho = 1.0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (44)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0.188}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_p > 0.748 \quad (45)$$

Alternativamente e de acordo com o anexo E do EC3-1-5 para qualquer caso de $\sigma_{com,Ed}$ (desde que $\leq f_{yb}/\gamma_{M0}$), o fator de redução ρ pode ser calculado da seguinte forma:

$$\rho = \frac{1-0.188/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0.18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0.6)} \quad \text{com } \rho \leq 1.0 \quad (46)$$

Em ambos os casos a esbelteza relativa do elemento é dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (47)$$

Para casos em que $\sigma_{com,Ed} < f_{yb}/\gamma_{M0}$ o fator de redução ρ é calculado da mesma forma, mas utilizando a esbelteza relativa reduzida, $\bar{\lambda}_{p,red}$ da seguinte forma:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}} \quad (48)$$

Em verificações de estado limite de serviço, o eurocódigo permite utilizar uma $\sigma_{com,Ed,serv} \leq f_{yb}/\gamma_{M0}$ para cálculo da largura efetiva, que corresponde à tensão máxima no elemento considerado relativamente à combinação de ações de serviço. Para isso utiliza-se um valor de esbelteza reduzida de serviço, $\bar{\lambda}_{p,ser}$, que é calculado da seguinte forma:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,serv}}{f_{yb}}} \quad (49)$$

3.3.4.3 Estabilidade distorcional de secções (MLD) - Espessuras reduzidas

O modo distorcional que ocorre em perfis de classe 4 está dependente da existência de reforços internos ou de extremidade pois estes melhoram o desempenho das placas em relação ao *MLP* (Figura 16), aumentando a tensão (crítica), mas por outro lado permitem o aparecimento de *MD*, que encontrando-se para comprimentos entre o *MLP* e os modos globais, por vezes acoplados a estes, é difíceis de prever sem uma análise numérica de estabilidade da barra por exemplo por meio do *MEF* ou *MFF*.

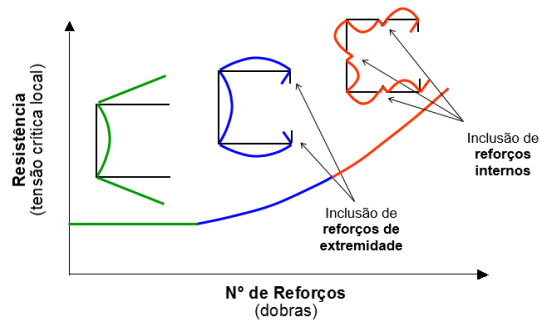
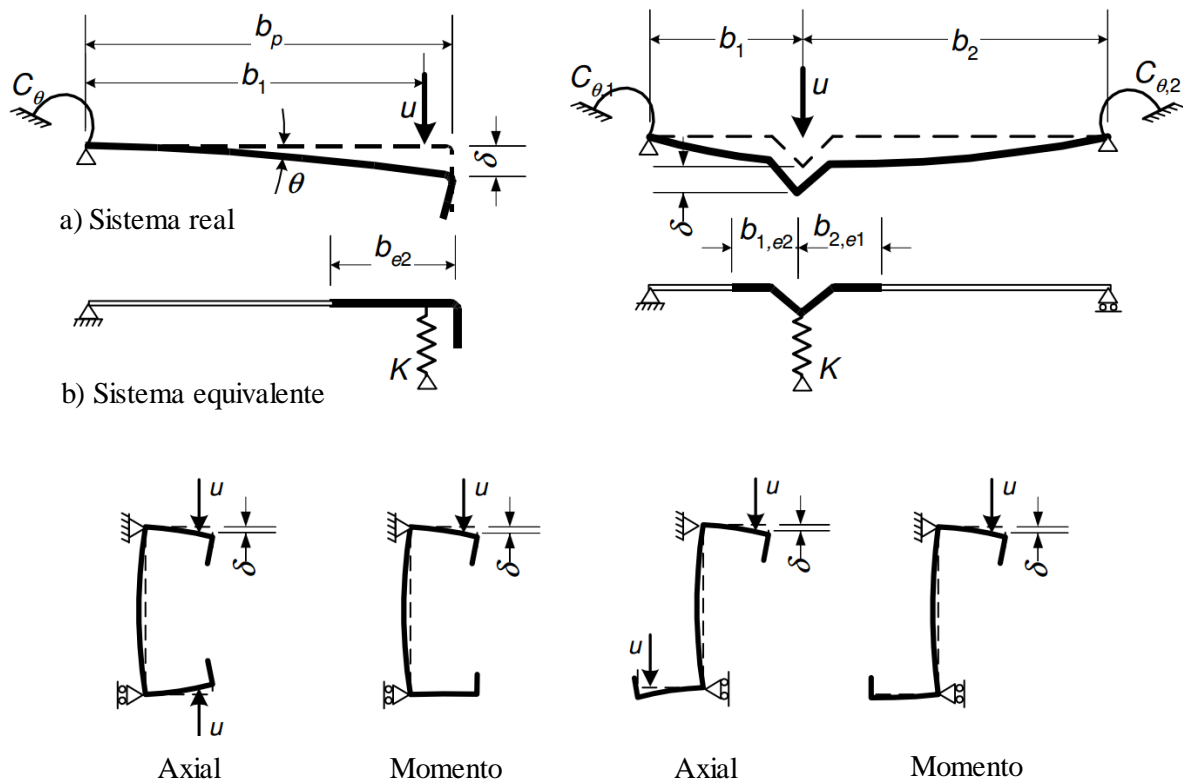


Figura 16- Evolução da tensão crítica de placas em perfis com reforços [11].

De modo a resolver este problema nas secções em compressão com reforços internos ou de extremidade considera-se que o reforço comporta-se como uma barra à compressão restringida parcialmente no seu desenvolvimento. A restrição é representada por uma mola cuja rigidez (K) leva em conta as condições de apoio do conjunto reforço-placas anexas e a rigidez á flexão, C_{θ} , das placas adjacentes que os suportam, como se pode observar na figura 17.

3.3.4.3.1 Cálculo das espessuras reduzidas de acordo com o EC3-1-3

Para modelar os reforços em secções de classe 4 o EC3-1-3 propõe a utilização da tabela 5.2.



c) Significado do deslocamento δ a calcular

Figura 17- Modelação de cálculo de reforços internos e de extremidade, representação esquemática mola K e do deslocamento δ [1].

Assim, no caso de um reforço de extremidade de um perfil C ou Z tem-se a transição representada na figura 17 entre a secção real e a sua modelação para cálculo da tensão crítica a que o conjunto reforço-banzo instabiliza, assim como para um reforço intermédio generalista.

Com finalidade de calcular a tensão crítica de encurvadura do conjunto reforço-banzo, a rigidez da mola K é calculada aplicando-se uma carga unitária, u , no centro de gravidade do conjunto reforço, dividindo depois pelo deslocamento obtido, δ , de acordo com o EC3-1-3 e calculado da seguinte forma:

$$K = u/\delta \quad (50)$$

A tensão crítica do reforço, $\sigma_{cr,s}$, pode então ser então calculada por:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad (51)$$

Onde:

I_s e A_s são respetivamente a inércia e área do conjunto reforço em relação ao eixo $a-a$, de acordo com as figuras 18 e 19, que passa no seu centro de gravidade.

O EC3-1-3 na sua secção 5.5.3.1 indica uma expressão para cálculo do valor de K para reforços de extremidade em secções do tipo C ou Z, tal como para o cálculo do deslocamento, δ , em reforços intermédios.

De acordo com o eurocódigo o valor do fator de redução, χ_d , devido à encurvadura local para o MD é calculado com base na esbelteza relativa para o modo distorcional, $\bar{\lambda}_d$, da seguinte forma:

$$\chi_d = 1.0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0.65 \quad (52)$$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \cdot \bar{\lambda}_d \quad \text{se } 0.65 < \bar{\lambda}_p \leq 1.38 \quad (53)$$

$$\chi_d = \frac{0.66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{se } \bar{\lambda}_p \geq 1.38 \quad (54)$$

Em que a esbelteza relativa é:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (55)$$

Se $\chi_d < 1.0$ então o EC3-1-3 permite que se faça iterações sobre as larguras efetivas dos elementos que compõem o reforço de modo a otimizar as larguras devido à alteração da área efetiva do reforço pela iteração anterior. Para a execução deste procedimento utiliza-se um valor de esbelteza relativa reduzida, $\bar{\lambda}_{p,red}$, calculada na base de uma tensão reduzida $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$, que pode ser expressado na seguinte forma:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d} \quad (56)$$

No EC3-1-3, as figuras 5.8 e 5.10 ilustram os passos a tomar para executar o processo de

calculadas da seguinte forma:

- (i) O valor de c_{eff} considerado como elemento interno duplamente apoiada e de acordo com o capítulo anterior, ver figura 18:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c} \quad (61)$$

- (ii) O valor de d_{eff} considerado como um elemento externo e de acordo com o capítulo anterior, ver figura 18:

$$d_{eff} = \rho \cdot b_{p,d} \quad (62)$$

Em reforços intermédios o procedimento é igual ao dos reforços de extremidade, com a exceção de não se executar o cálculo das larguras efetivas do próprio reforço já que estes são considerados de comprimento total efetivo (exceto no caso de as paredes do reforço terem comprimento suficiente para serem reduzidas). O esquema das dimensões geométricas dos reforços intermédios a utilizar nos cálculos está apresentado na figura 19.

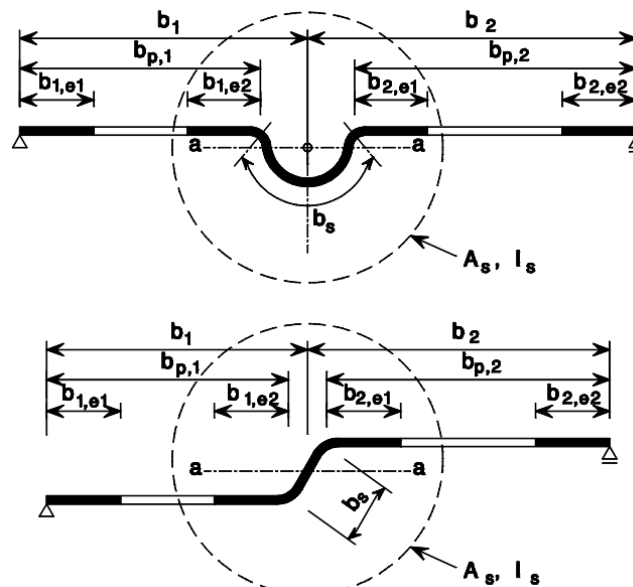


Figura 19 - Reforços intermédios [1].

Deste modo apenas se procede ao cálculo das larguras efetivas dos trechos efetivos adjacentes ao reforço e o fator de redução χ_d pode ser alvo de iterações, do mesmo modo que os reforços de extremidade.

3.3.5 Utilização de métodos numéricos no cálculo das tensões críticas e sua aplicação no método das larguras/espessuras efetivas

O ponto 5.5.1(7) o EC3-1-3 permite a utilização de métodos numéricos para cálculo de tensões críticas de encurvadura local, distorcional e global através de análises lineares de encurvadura.

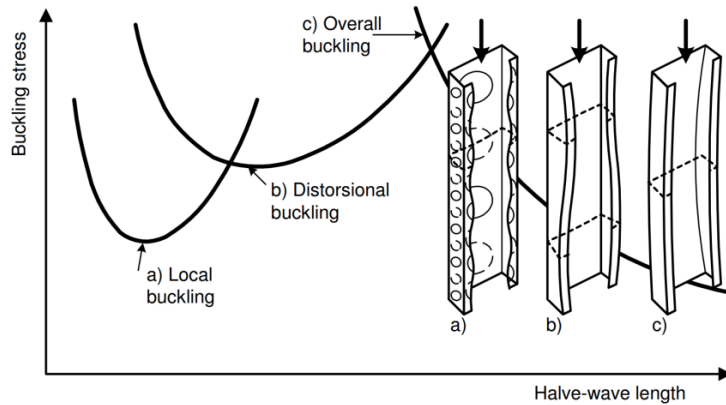


Figura 20 - Relação entre tensão crítica e comprimentos de onda para vários modos de encurvadura [1]

O procedimento de obtenção destes resultados dispensa a utilização do método para cálculo da tensão crítica de reforços descrito no capítulo 5.5.3 e é composto pelos quatro seguintes passos [1]:

- (i) Para todos os comprimentos até ao comprimento total do elemento (considerando todos os semi-comprimentos de onda dos modos), calcular a tensão crítica de encurvadura e identificar os modos associados (obter as curvas do tipo da figura 20);
- (ii) Calcular as larguras efetivas conforme o ponto 5.5.2 do EC3-1-3 (ver capítulo 3.3.4.2), para os elementos individuais que compõem a secção, baseando-se na mínima tensão de encurvadura local (*MLP*) de cada um dos elementos que se encontram deformados, ver figura 21;

Neste ponto pode-se utilizar a menor carga crítica, $P_{cr,l,m}$, existente para o(s) modo(s) local(ais), levando em conta os vários comprimentos de onda possíveis até ao comprimento da barra, e a partir desta carga crítica calcular a tensão crítica para o modo local ($\sigma_{cr,l,n}$) para os elementos que compõem a secção, assim, no caso de carga axial:

$$\sigma_{cr,l,n} = P_{cr,l,m} / A_{br} \quad (63)$$

Após se ter obtido a carga crítica pode-se dar entrada no cálculo da esbelteza relativa para o modo local ($\bar{\lambda}_p$) e continuar o procedimento normal de cálculo de larguras efetivas do capítulo 3.3.4.2.

- (iii) Calcular as espessuras reduzidas, conforme o ponto 5.5.3.1(7) do EC3-1-3 (ver capítulo 3.3.4.3), de reforços intermédios, de extremidade e outras partes da secção deformadas devido a encurvadura distorcional baseando-se na mínima tensão de encurvadura distorcional, ver figura 21;

Do mesmo modo que a alínea anterior, calcula-se a menor carga crítica ($P_{cr,d,m}$) para o modo distorcional condicionante e calcula-se a tensão crítica para o modo distorcional ($\sigma_{cr,d,n}$). Utilizando-se esta tensão crítica para executar o procedimento de cálculo de espessuras

reduzidas (ver capítulo 3.3.4.3), entrando o valor da tensão crítica diretamente no cálculo da esbelteza relativa $\bar{\lambda}_d$.

- (iv) Calcular a resistência para modos globais de acordo com o ponto 6.2 do EC3-1-3 (ver capítulo 3.5) (flexão, torção ou lateral por flexão-torção dependendo do modo de encurvadura) para o comprimento nominal da barra, baseada nas secções efetivas calculadas em (ii) e (iii).

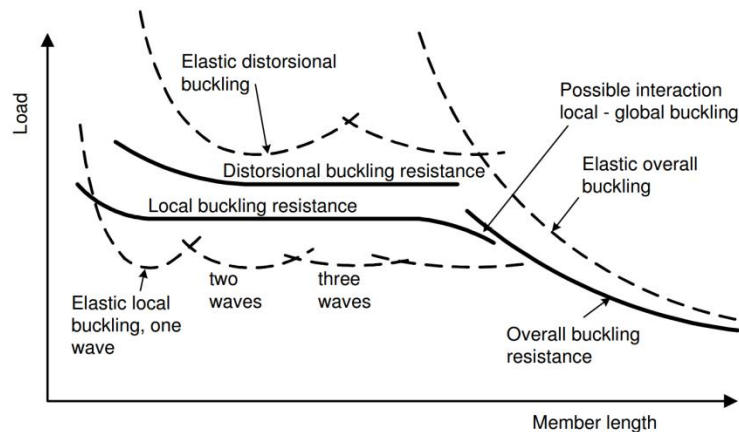


Figura 21 - Exemplo da carga crítica local, distorsional e global, e respetiva resistência, em relação ao comprimento da barra [1].

3.4 Resistência de secções

Baseado no método dos estados limites últimos (*ELU*), o esforço interno que uma secção está sujeita não pode ultrapassar a sua resistência. A resistência de uma secção depende das suas características geométricas e do tipo de material e, também, do tipo e direção do esforço. No caso de secções de classe 4 terá que ser considerado adequadamente o efeito da encurvadura local e distorsional, se a secção for suscetível a estes fenómenos.

3.4.1 Tração axial

A resistência de uma secção uniforme ao esforço de tração axial $N_{t,Ed}$ é dado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{br} \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad \text{mas} \quad N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} \quad (64)$$

Onde:

- $N_{t,Rd}$ é a resistência da secção ao esforço de tração;
- A_{br} é a área da secção bruta;
- f_{ya} é a tensão de cedência média.

No caso de uma secção com furos, seja nas ligações sejam furos na barra, utiliza-se o valor $F_{n,Rd}$ que representa a resistência de uma secção com furos, obtida no ponto 8.4 do EC3-1-3.

A segurança é verificada quando:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (65)$$

3.4.2 Compressão axial

No caso de esforço de compressão o eurocódigo distingue duas hipóteses para o valor da resistência à compressão axial $N_{c,Rd}$:

(i) Caso a área efetiva A_{eff} seja inferior à A_{br} :

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff,c} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (66)$$

(ii) Caso a área efetiva A_{eff} seja igual à A_{br} :

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{br} \cdot \left(f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \leq \frac{A_{br} \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (67)$$

Onde:

- $A_{eff,c}$ área efetiva da secção à compressão, obtida no capítulo 4.3;
- $\bar{\lambda}_{e,max}$ é a esbelteza relativa do elemento com a maior relação $\frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}}$:

Para elementos planos: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.673$ (ver capítulo 3.3.4)

Para elementos reforçados: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.65$ (ver capítulo 3.3.4)

Assume-se que a carga axial é aplicada no centro de gravidade da secção bruta, mas no caso de secções que não sejam bissimétricas existe uma excentricidade entre os centros de gravidade da secção bruta e da secção efetiva. Nesta situação terá que se levar em conta essa excentricidade através de um momento ΔM_i gerado pela carga axial e a distância entre os centros de gravidade. Este momento adicional é introduzido nas equações que validam o esforço axial combinado com momento apresentadas no capítulo 4.4.7.

A segurança é verificada quando o esforço axial de compressão $N_{c,Ed}$ é igual ou inferior ao resistente, de modo que:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (68)$$

3.4.3 Momento fletor

Segundo o EC3-1-3 a verificação dos esforços na secção devido ao momento fletor em torno dos eixos de maior inércia inclui o cálculo prévio dos módulos de flexão na direção desses eixos, e, para cada direção tem-se o módulo de flexão em relação à fibra mais comprimida e em relação à fibra mais tracionada (ver capítulo 3.1.2).

Assim, dentro das combinações possíveis, temos que utilizar o módulo de flexão de acordo com a direção e sinal do momento:

- Momento em torno do eixo principal Y, positivo (+) e negativo (-):

$$W_{eff}^{y+} = \min \begin{cases} W_{eff,comp}^{y+} & \text{em relação à fibra mais comprimida} \\ W_{eff,trac}^{y+} & \text{em relação à fibra mais tracionada} \end{cases} \quad (69)$$

$$W_{eff}^{y-} = \min \begin{cases} W_{eff,comp}^{y-} & \text{em relação à fibra mais comprimida} \\ W_{eff,trac}^{y-} & \text{em relação à fibra mais tracionada} \end{cases} \quad (70)$$

- Momento em torno do eixo principal Z, positivo (+) e negativo (-):

$$W_{eff}^{z+} = \min \begin{cases} W_{eff,comp}^{z+} & \text{em relação à fibra mais comprimida} \\ W_{eff,trac}^{z+} & \text{em relação à fibra mais tracionada} \end{cases} \quad (71)$$

$$W_{eff}^{z-} = \min \begin{cases} W_{eff,comp}^{z-} & \text{em relação à fibra mais comprimida} \\ W_{eff,trac}^{z-} & \text{em relação à fibra mais tracionada} \end{cases} \quad (72)$$

De acordo com as reduções obtidas no cálculo das secções efetivas, o momento resistente $M_{c,i,Rd}$ é calculado da seguinte forma:

- (i) Caso o W_{eff} for menor que o W_{el} da secção bruta, então:

$$M_{c,i,Rd} = \frac{W_{eff}^i \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (73)$$

- (ii) Caso o W_{eff} for igual ao W_{el} da secção bruta, então:

$$M_{c,i,Rd} = \frac{f_{yb} \cdot \left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \cdot 4 \cdot \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (74)$$

Onde:

- $\bar{\lambda}_{e,max}$ é a esbelteza relativa do elemento com a maior relação $\frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}}$:

Para elementos planos internos: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.055(3 + \psi)}$ onde: ψ é a relação entre tensões no elemento (ver capítulo 4.3.4)

Para elementos planos: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.673$ (ver capítulo 4.3.4)

Para elementos reforçados: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.65$ (ver capítulo 4.3.5)

À expressão anterior o eurocódigo impões limites de utilização (EC3-1-3 ponto 6.1.4.1 (2)), se estes não forem cumpridos, deve-se utilizar a seguinte expressão:

$$M_{c,i,Rd} = \frac{W_{el}^i \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (75)$$

Para verificação a segurança ao momento fletor simples ou desviado:

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{cy,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{cz,Rd}} \leq 1.0 \quad (76)$$

O ponto 6.1.4.2 o EC3-1-3 permite ainda que no caso de o ponto de maior tensão na secção se encontrar na zona tracionada, e se o momento for apenas numa direção principal, é permitido deixar plastificar a secção (em zona de tração) até que se atinga a tensão de cedência no ponto

mais comprimido da secção.

3.4.4 Transverso

A segurança da secção ao esforço transverso é assegurada pelos elementos da secção paralelos às forças transversais, que podem ser uma ou várias (n) almas. Assim para uma força transversal na direcção i designada $V_{i,Ed}$ temos um valor de dimensionamento da resistência da secção ao esforço transverso $V_{b,i,Rd}$. A segurança é verificada quando:

$$\frac{|V_{i,Ed}|}{\sum_n V_{b,i,Rd}} \leq 1.0 \quad (77)$$

Normalmente o esforço transverso resulta de um carga segundo o eixo y ou z do perfil, assim, para avaliação do valor da resistência segundo a direcção y considera-se que são os banzos a resistir ao esforço transverso e passam a ser “almas” para efeito de cálculo da resistência ao esforço transverso nessa direcção.

O valor de dimensionamento da resistência da secção ao esforço transverso é obtido pela seguinte equação:

$$V_{b,i,Rd} = \frac{s_w \cdot t_{calc} \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (78)$$

Onde:

- s_w – é o comprimento entre as extremidades da alma, que no caso de uma alma inclinada é dado por $h_w / \sin(\phi)$, em que h_w é a altura da alma e ϕ é o ângulo da alma em relação aos banzos, de acordo com a figura 22:

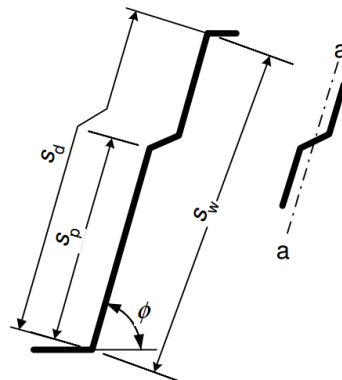


Figura 22 - Alma inclinada com reforço longitudinal [1].

- f_{bv} – é a tensão de cedência ao esforço transverso, devido à esbelteza das almas nas classes de secção 4 este parâmetro leva em conta a instabilidade por esforço transverso e depende da (i) esbelteza normalizada da alma $\bar{\lambda}_w$, (ii) da existência de reforços que impeçam a distorção da alma (p.ex. patilhas de apoio de madres) e (iii) da tensão de cedência do aço.

Este parâmetro é calculado de acordo com a tabela 4.

Tabela 4 - Tensão de cedência ao esforço transversal f_{bv} .

Esbelteza ao esforço transversal	Alma s/ reforço no apoio	Alma c/ reforço no apoio
$\bar{\lambda}_w \leq 0.83$	$0.58 \cdot f_{yb}$	$0.58 \cdot f_{yb}$
$0.83 < \bar{\lambda}_w < 1.40$	$0.48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0.48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.40$	$0.67 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0.48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

Para calcular a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_w$ o EC3-1-3 distingue dois tipos de almas, com e sem reforços longitudinais. A esbelteza normalizada para almas sem reforços apenas depende do seu desenvolvimento s_w , enquanto uma alma reforçada depende (i) da inércia I_s do reforço, (ii) do seu desenvolvimento total s_d e (iii) do maior elemento reto não reforçado constituinte da alma s_p , conforme a figura 22.

Assim para calcular a esbelteza normalizada temos:

(i) Almas sem reforços longitudinais:

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \cdot \frac{s_w}{t_{calc}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (79)$$

(ii) Almas com reforços longitudinais:

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \cdot \frac{s_d}{t_{calc}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E} \cdot \frac{5.34}{k_\tau}} \quad \text{mas} \quad \bar{\lambda}_w \geq 0.346 \cdot \frac{s_p}{t_{calc}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (80)$$

Em que:

$$k_\tau = 5.34 + \frac{2.10}{t_{calc}} \cdot \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3} \quad (81)$$

Onde:

I_s – é o momento de inércia de um reforço da alma, em torno do eixo a-a, de acordo com a figura 22 e 19.

3.4.5 Cargas concentradas

Neste trabalho, direcionado para a criação de uma aplicação informática virada para a verificação de barras de perfis em secção de classe 4, optou-se por fazer um resumo das condições de verificação de secções a cargas concentradas, já que a explicação e demonstração exaustiva deste ponto do EC3-1-3 (6.1.7) encontra-se bem desenvolvida em diversos trabalhos [9] [5] [6]. Além disso esta verificação de segurança não foi implementada na aplicação desenvolvida no âmbito deste trabalho por haver uma dificuldade acrescida na avaliação automática das forças externas da barra, nomeadamente cargas concentradas e

reações de apoio.

Existem regras específicas no EC3-1-3 para verificar a resistência a cargas ou forças concentradas de perfis de classe 4, isto porque devido à esbelteza das suas almas, são muito suscetíveis de sofrer fenómenos de esmagamento da alma na zona de aplicação destas cargas, sejam estas aplicadas ou de reação.

Para evitar fenómenos deste tipo, considera-se a verificação de segurança quando a força concentrada F_{ed} não ultrapassa o valor resistente local a cargas concentradas da alma $R_{w,Rd}$:

$$\frac{|F_{Ed}|}{R_{w,Rd}} \leq 1.0 \quad (82)$$

Esta verificação está dispensada no caso de a força ou reação ser aplicada através de patilhas ou outro dispositivo preparado para impedir a distorção da alma e seja dimensionado para resistir ao esforço.

Para tratar com os vários tipos de perfil e arranjos que as almas podem ter dentro do perfil o EC3-1-3 distingue três situações:

(i) Secções com alma única sem reforço longitudinal, (E3-1-3 ponto 6.1.7.2):

Dentro desta configuração de alma, são distinguidas ainda dois tipos de almas: (a) almas suscetíveis à rotação, conforme a figura 23:

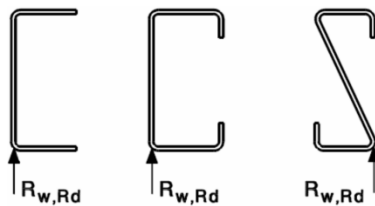


Figura 23 - Almas sem reforço suscetíveis à rotação [1].

e (b) almas pouco suscetíveis à rotação, de acordo com a figura 24:

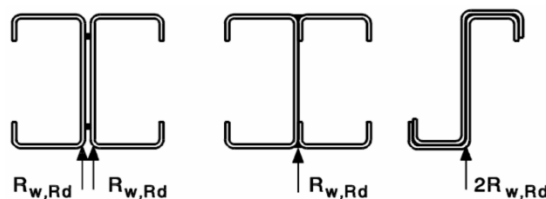


Figura 24 - Almas sem reforço não suscetíveis à rotação [1].

Esta distinção prende-se com o facto de haver ou não excentricidade da carga em relação ao plano da alma, já que se considera que a carga atua a meio do banzo.

(ii) Secções com várias almas não reforçadas longitudinalmente, (E3-1-3 ponto 6.1.7.3):

Nesta situação enquadra-se tipos de perfis como o “hat”, “linear trays” ou chapas de revestimento, como exemplifica a figura 25:

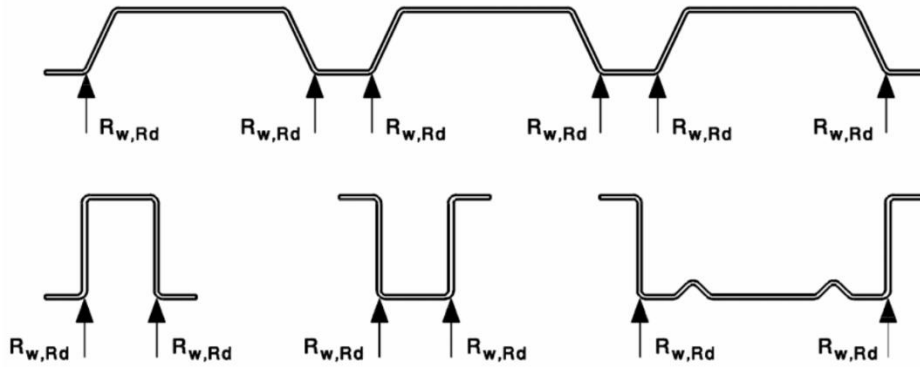


Figura 25 - Seção com múltiplas almas não reforçadas [1].

À seção é atribuída uma categoria (categoria 1 ou 2) com base na largura do seu apoio efetivo.

(iii) Seções com a alma reforçada longitudinalmente. (EC3-1-3 ponto 6.1.7.4):

Para este tipo de seções o eurocódigo faz uma aproximação da alma com reforços a uma alma fictícia reta sem reforços com os mesmos pontos de extremidade, que depois é multiplicada por uma fator $\kappa_{a,s}$ que depende das excentricidades em relação ao alinhamento da alma fictícia geradas pela geometria do reforço como se pode ver na figura 26:

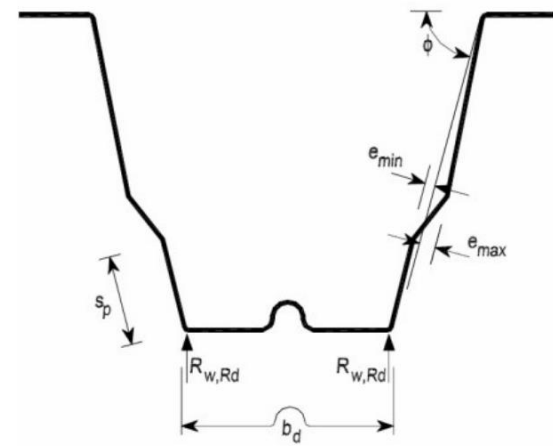


Figura 26 - Alma reforçada longitudinalmente

É de salientar que as regras presentes EC-1-3 para esmagamento da alma são específicas desta norma e de muita importância, já que em muitos casos de dimensionamento esta verificação de segurança é a condicionante.

3.4.6 Torção

Utilizar uma seção aberta de classe 4 de paredes finas a resistir à torção não é uma prática muito comum ou aconselhável para um projetista, mas no caso de perfis que não sejam bissimétricos podem acontecer momentos de torção ou de empenamento devido a

excentricidade entre o plano de carga e o centro de corte da secção.

A base teórica da teoria da torção elástica encontra-se exaustivamente desenvolvida e explicada em diversos textos, livros e publicações [8] [20] [21], assim, com objetivo de direcionar este trabalho para a aplicação prática do eurocódigo, principalmente do ponto de vista do projetista, apenas se vai apresentar o que se considera essencial para a verificação de segurança de barras com esforço de torção.

As forças de torção resultantes de excentricidades devem ser tidas em conta, tal como indica o EC3-1-3 ponto 6.1.6(1), e para verificar a segurança nestes casos, faz-se uma análise das tensões normais totais $\sigma_{tot,Ed}$ e das tensões tangenciais totais $\tau_{tot,Ed}$ em todos os pontos críticos da secção. As verificações de segurança são as seguintes:

$$\frac{\sigma_{tot,Ed}}{(f_{ya}/\gamma_{M0})} \leq 1.0 \text{ – critério de segurança para a tensão máxima normal} \quad (83)$$

$$\frac{\tau_{tot,Ed} \cdot \sqrt{3}}{(f_{ya}/\gamma_{M0})} \leq 1.0 \text{ – critério de segurança para a tensão máxima tangencial} \quad (84)$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{tot,Ed}^2}}{(f_{ya}/\gamma_{M0})} \leq 1.1 \text{ – critério de segurança para a tensão máxima de comparação (Von Mises)} \quad (85)$$

Para o cálculo das tensões normais, consoante o tipo de esforço utilizam-se as propriedades efetivas de interesse. A tensão máxima normal para um ponto da secção pode ser calculada como a soma das tensões normais resultantes dos esforços internos da secção, de acordo com a teoria elástica, apresentada na seguinte forma:

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed} + \sigma_{w,Ed} \quad (86)$$

Onde, de acordo com o apresentado no capítulo 3.3.3:

- (i) $\sigma_{N,Ed}$ – Tensão devido ao esforço axial, calculada utilizando as propriedades efetivas da secção para o esforço axial de compressão como especifica o EC3-1-3, mas que no caso de esforço de tração esta definição da norma não faz sentido. Assim no caso de existir esforço axial a tensão é igual em todos os pontos da secção e propõe-se que:

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{N_{t,Ed}}{A_{br}} \text{ no caso de esforço axial de tração} \quad (87)$$

e

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{N_{c,Ed}}{A_{eff,c}} \text{ no caso de esforço axial de compressão} \quad (88)$$

- (ii) $\sigma_{My,i,Ed}$ – Tensão devido ao momento fletor, segundo o eixo principal y , no ponto i da secção. É calculado utilizando as propriedades efetivas ($I_{eff,y}$), segundo M_y , no ponto z_i e de acordo com o sinal do momento, da seguinte forma [21]:

$$\sigma_{My,i,Ed} = -\frac{M_y \cdot z_i}{I_{eff,y}} \quad (89)$$

- (iii) $\sigma_{Mz,i,Ed}$ – Tensão devido ao momento fletor, segundo o eixo principal z , no ponto i da secção. É calculado utilizando as propriedades efetivas ($I_{eff,z}$), segundo M_z , no ponto y_i e de acordo com o sinal do momento, da seguinte forma [21]:

$$\sigma_{Mz,i,Ed} = \frac{M_z \cdot y_i}{I_{eff,z}} \quad (90)$$

- (iv) $\sigma_{w,i,Ed}$ – Tensão normal de empenamento, apenas no caso de torção não uniforme (ver capítulo 3.3.3).

De acordo com o EC3-1-3, a tensão total tangencial ($\tau_{tot,Ed}$) nos vários pontos, i , da secção é calculada como a soma das tensões tangenciais resultantes dos esforços: de transverso nas direções principais y e z , $\tau_{Vy,i,Ed}$ e $\tau_{Vz,i,Ed}$, e de torção, $\tau_{t,i,Ed}$ e $\tau_{w,i,Ed}$, de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,i,Ed} + \tau_{Vz,i,Ed} + \tau_{t,i,Ed} + \tau_{w,i,Ed} \quad (91)$$

Onde, e de acordo com o apresentado no capítulo 3.3.3:

- (i) $\tau_{Vy,i,Ed}$ – Tensão tangencial devido ao transverso na direção y .
(ii) $\tau_{Vz,i,Ed}$ – Tensão tangencial devido ao transverso na direção z .
(iii) $\tau_{t,i,Ed}$ – Tensão tangencial devido a torção pura, ambos os casos de torção uniforme e não uniforme.
(iv) $\tau_{w,i,Ed}$ – Tensão tangencial de empenamento, apenas no caso de torção não uniforme.

3.4.7 Combinação tração axial e momento fletor

No caso de uma secção sujeita a esforço axial de tração ($N_{t,Ed}$) combinado com momento fletor simples ou desviado ($M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$) o EC3-1-3 obriga a verificação das tensões na zona tracionada da secção e nas zonas comprimidas da secção, de modo a que se verifique as seguintes condições:

- (i) Em relação à zona tracionada da secção:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{cy,trac,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{cz,trac,Rd}} \leq 1.0 \quad (92)$$

- (ii) Em relação à zona comprimida da secção, caso $M_{cy,comp,Rd} \leq M_{cy,trac,Rd}$ ou $M_{cz,comp,Rd} \leq M_{cz,trac,Rd}$:

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{cy,comp,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{cz,comp,Rd}} - \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (93)$$

Em que:

$N_{t,Ed}$ e $N_{t,Rd}$ é calculado de acordo com o ponto 3.4.1;

$M_{ci,trac,Rd}$ é calculado utilizando o módulo de flexão ($W_{eff,trac}^i$) em relação à zona tracionada da secção, para direção i (y ou z) tendo em conta o sinal do momento

(positivo ou negativo), como apresentado no ponto 3.4.3.

$M_{ci,comp,Rd}$ é calculado utilizando o módulo de flexão ($W_{eff,comp}^i$) em relação à zona comprimida da secção, para direção i (y ou z) tendo em conta o sinal do momento (positivo ou negativo), como apresentado no ponto 3.4.3.

3.4.8 Combinação de compressão axial e momento fletor

Para situações em que uma secção está sujeita a esforço combinado de compressão axial $N_{c,Ed}$ com momento fletor simples ou desviado ($M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$), terá que se fazer uma verificação das tensões da secção semelhante à do capítulo anterior, mas onde eventualmente se irá incluir momentos adicionais ΔM_i gerados pela carga axial devido excentricidade, e_i , entre o centro de gravidade da secção bruta e efetiva (ver capítulo 3.4.2). Assim os critérios de segurança a satisfazer são:

(i) Em relação à zona comprimida da secção:

$$\frac{|N_{c,Ed}|}{N_{c,Rd}} + \frac{|M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}|}{M_{cy,comp,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}|}{M_{cz,comp,Rd}} \leq 1.0 \quad (94)$$

(ii) Em relação à zona comprimida da secção, caso $M_{cy,trac,Rd} \leq M_{cy,comp,Rd}$ ou $M_{cz,trac,Rd} \leq M_{cz,comp,Rd}$:

$$\frac{|M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}|}{M_{cy,trac,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}|}{M_{cz,trac,Rd}} - \frac{|N_{c,Ed}|}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (95)$$

Em que:

$N_{c,Ed}$ e $N_{c,Rd}$ é calculado de acordo com o ponto 3.4.2;

$M_{ci,trac,Rd}$ é calculado utilizando o módulo de flexão ($W_{eff,trac}^i$) em relação à zona tracionada da secção, para direção i (y ou z) tendo em conta o sinal do momento (positivo ou negativo), como apresentado no ponto 3.4.3.

$M_{ci,comp,Rd}$ é calculado utilizando o módulo de flexão ($W_{eff,comp}^i$) em relação à zona comprimida da secção, para direção i (y ou z) tendo em conta o sinal do momento (positivo ou negativo), como apresentado no ponto 3.4.3.

Os momentos gerados pelas excentricidades são calculados da seguinte forma:

$$\Delta M_{y,Ed} = |N_{c,Ed}| \cdot e_{Ny} \quad (96)$$

$$\Delta M_{z,Ed} = |N_{c,Ed}| \cdot e_{Nz} \quad (97)$$

Onde:

e_{Ny} – deslocamento do eixo y entre o centro de gravidade da secção bruta e da secção efetiva, tal que (ver anexo A):

$$e_{Ny} = z_{0,cg}^{eff,c} - z_{0,cg}^{br} \quad (98)$$

e_{Nz} – deslocamento do eixo z entre o centro de gravidade da secção bruta e da secção efetiva, tal que (ver anexo A):

$$e_{Nz} = y_{0,cg}^{eff,c} - y_{0,cg}^{br} \quad (99)$$

3.4.9 Combinação de transverso, axial e momento fletor

Na situação de uma secção sujeita a esforços combinados de transverso, axial e momento fletor, e no caso em que o esforço transverso é maior que metade da resistência da secção ao esforço transverso, $V_{i,Ed} > 0.5 \cdot V_{i,Rd}$ terá que se satisfazer o seguinte critério:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1.0 \quad (100)$$

Onde:

N_{Rd} – Resistência à compressão da secção utilizando as propriedades da secção bruta ou efetiva de acordo com o esforço de tração ou compressão, obtidos nos pontos 3.4.1 e 3.4.2.

$M_{cy,Rd}$ – Resistência ao momento fletor em torno do eixo y , calculado utilizando as propriedades efetivas conforme descrito no capítulo 3.4.3.

$V_{w,Rd}$ – Resistência das almas do perfil ao esforço transverso, calculado conforme descrito no capítulo 3.4.4.

$M_{f,Rd}$ – Momento plástico resistente de uma secção constituída unicamente pelos banzos efetivos, para a direção de momento considerada.

$M_{pl,Rd}$ – Momento plástico resistente de uma secção constituída pelos banzos efetivos e pelas almas da secção bruta, para a direção de momento considerada.

3.4.10 Combinação de momento fletor e carga concentrada

De acordo com o EC3-1-3 quando existe momento fletor em conjunto com cargas concentradas resultantes de ações concentradas ou reações de apoio as seguintes verificações de segurança devem ser satisfeitas:

$$\frac{M_{i,Ed}}{M_{ci,Rd}} \leq 1.0 \quad (101)$$

$$\frac{F_{i,Ed}}{R_{wi,Rd}} \leq 1.0 \quad (102)$$

$$\frac{M_{i,Ed}}{M_{ci,Rd}} + \frac{F_{i,Ed}}{R_{wi,Rd}} \leq 1.0 \quad (103)$$

Onde:

$M_{i,Ed}$ e $M_{ci,Rd}$ são respetivamente o momento fletor atuante e resistente, na direção i ,

calculados de conforme o capítulo 3.4.3.

$F_{i,Ed}$ e $R_{wi,Rd}$ são respetivamente a força transversal atuante e resistente, na direção i , calculados conforme o capítulo 3.4.4, tendo em conta que $R_{wi,Rd}$ é a resistência do conjunto de almas.

3.5 Resistência de Barras

Além dos problemas de encurvadura local e distorcional, como foi abordado no capítulo 3.3.4, os perfis de classe 4 também são suscetíveis de sofrer fenómenos de encurvadura global. A instabilidade global caracteriza-se por deformações do eixo da barra, sem haver deformação da secção transversal no seu plano [9] [10] [19] [16]. A encurvadura global pode ser distinguida em três tipos de barras, conforme o tipo de esforço que atua:

- (i) Colunas – barras submetidas apenas a compressão;
- (ii) Vigas – barras submetidas apenas a momento fletor;
- (iii) Colunas-Vigas – barras submetidas a flexão composta com compressão.

Não se irá mostrar neste trabalho o contexto teórico de desenvolvimento das equações que descrevem o problema da estabilidade global porque já está amplamente desenvolvido e estudado em vários textos [9] [10] [19] [16].

Os fenómenos de encurvadura previstos no EC3-1-3 são tratados de modo a reduzir a capacidade resistente das barras e têm tendência a ser mais significativos quanto mais esbelta for a barra. Estes fenómenos podem resultar de esforços de compressão, de momento ou da combinação dos dois, tendo em conta que para cada tipo de esforço possam existir diferentes modos de instabilidade.

No caso de barras à compressão (colunas) em geral podem acontecer três tipos de instabilidade:

- (i) Flexão em torno do eixo de menor inércia;
- (ii) Torção em torno do eixo longitudinal da barra;
- (iii) Flexão-torção que não é mais que uma interação entre flexão e torção.

Estes tipos de instabilidade dependem da simetria da secção, da sua inércia á torção, da sua inércia ao empenamento e das condições de apoio.

A figura 27 ilustra as deformações de empenamento das secções associadas aos diversos modos de instabilidade, observando-se sua grande influência no MD.

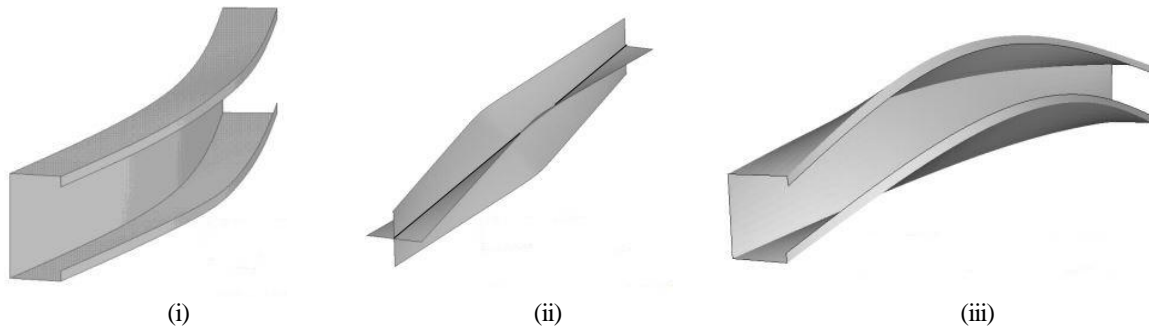


Figura 27 - (i) Modo de instabilidade por flexão, (ii) modo de instabilidade por torção e (iii) modo de instabilidade por flexão-torção, [11].

As barras sujeitas a esforço de flexão podem encurvar globalmente (em torno dos seus eixos) por flexão-torção (figura 28), este fenómeno está relacionado com facto de uma parte da secção estar comprimida e outra tracionada. As vigas e colunas-vigas são principalmente sensíveis a este fenómeno que pode degradar muito a sua resistência, e depende, não só dos mesmos fatores que as barras à compressão, mas também do ponto de aplicação da carga no plano da secção, do desenvolvimento do diagrama de momento fletor e da excentricidade em relação ao centro de corte do plano de carga.

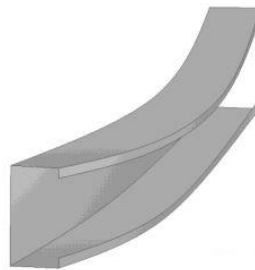


Figura 28 - Modo de instabilidade lateral por flexão-torção [11].

Os métodos numéricos disponíveis para avaliar este fenómeno são sempre baseados em algoritmos que utilizam o MEF [12], MFF [7] [13] ou pela teoria generalizada de vigas (GBT) [14]. Nestes programas informáticos que calculam os modos de encurvadura das barras pode-se facilmente calcular as cargas críticas para o modo correspondente e utilizar estes dados no procedimento de verificação de segurança á estabilidade do *EC3*, para qualquer tipo e classe de secção.

Nos capítulos seguintes desenvolve-se o procedimento de verificação de segurança á estabilidade de barras de acordo com o EC3-1-1 e EC3-1-3.

3.5.1 Estabilidade de barras sujeitas a compressão

De acordo com o EC3-1-3 a resistência à encurvadura de uma barra à compressão é verificada de acordo com a seguinte equação:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (104)$$

onde:

N_{Ed} – é o esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ – é a resistência da secção à encurvadura devido ao esforço de compressão.

Tal como foi referido anteriormente a resistência à compressão depende da sensibilidade da barra à encurvadura, que, como o eurocódigo preconiza, depende do fator de redução χ para cada modo de encurvadura considerado, assim o valor de $N_{b,Rd}$ é calculado da seguinte forma:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (105)$$

O fator de redução calcula-se da seguinte forma:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas } \chi \leq 1 \quad (106)$$

A redução da resistência devido á encurvadura por compressão axial depende essencialmente de dois parâmetros: (i) o fator de imperfeição α e (ii) do esforço crítico elástico de compressão, N_{cr} , para o modo de encurvadura considerado, este último utilizado para calcular o valor da esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$.

Sabendo que em estruturas reais as barras não correspondem à barra perfeita considerada em teoria, estas têm imperfeições que impedem que se chegue à carga crítica teórica sem instabilizar. Estas imperfeições podem ser (i) geométricas com por exemplo empenamentos, pequenas variações na geometria da secção e excentricidades da carga, ou (ii) imperfeições no material como variações na tensão de cedência ou a existência de tensões residuais. Assim, resultado de um extenso programa de ensaios experimentais e numéricos (ECCS, 1976) [16], foram propostas as curvas de encurvadura europeias.

O fator de imperfeição para perfis de classe 4 pode assim ser obtido escolhendo a curva apropriada de acordo com a configuração da secção transversal, através da tabela 6.3 do EC3-1-3, obtendo de seguida o valor α do quadro 6.1 do EC3-1-1. O termo ϕ calcula-se através da seguinte equação:

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (107)$$

A esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, para cada modo de encurvadura considerado e respetiva carga crítica, N_{cr} , é calculada por:

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{A_{eff,comp} \cdot f_{yb}}{N_{cr,i}}} \quad (108)$$

Cálculo da carga crítica de barras cuja secção é bissimétrica, para os seguintes modos:

(i) Flexão direção y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}} \quad (109)$$

(ii) Flexão direção z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}} \quad (110)$$

(iii) Torção:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left(GI_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L_{cr,T}^2} \right) \quad (111)$$

No caso de barras cuja secção não é bissimétrica, em adição aos modos anteriores, terá também que se calcular a carga crítica para o modo de flexão-torção:

(i) Flexão-torção na direção y, secção simétrica em relação ao eixo y:

$$N_{cr,FT,y} = \frac{N_{cr,y}}{2 \cdot \beta_y} \cdot \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 - 4 \cdot \beta_y \cdot \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad (112)$$

(ii) Flexão-torção na direção z, secção simétrica em relação ao eixo z:

$$N_{cr,FT,z} = \frac{N_{cr,z}}{2 \cdot \beta_z} \cdot \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,z}} - \sqrt{\left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,z}} \right)^2 - 4 \cdot \beta_z \cdot \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,z}}} \right] \quad (113)$$

Onde:

E – módulo de elasticidade;

G – módulo de distorção;

I_t – inércia à torção;

I_w – inércia ao empenamento;

$L_{cr,i}$ – comprimento de encurvadura para o modo i ;

i_0 – raio de giração polar, é calculado da seguinte forma:

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \quad (114)$$

i_y – raio de giração em relação a y

i_z – raio de giração em relação a z

y_0 – coordenada y do centro de corte em relação ao centro de gravidade da secção;

z_0 – coordenada z do centro de corte em relação ao centro de gravidade da secção;

β_y – fator calculado da seguinte forma:

$$\beta_y = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \quad (115)$$

β_z – fator calculado da seguinte forma:

$$\beta_z = 1 - \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 \quad (116)$$

3.5.2 Estabilidade de barras sujeitas a momento fletor

Em vigas ou coluna-vigas o momento fletor pode provocar instabilidade por encurvadura lateral de flexão-torção. À semelhança da compressão axial o EC3-1-3 também trata a perda de resistência através do fator de redução χ_{LT} .

Segundo o EC3-1-3 a segurança de uma barra à encurvadura lateral por flexão-torção é verificada da seguinte forma:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (117)$$

onde:

M_{ed} – é o valor do esforço de flexão;

$M_{b,Rd}$ – é a resistência da secção à encurvadura lateral devido ao esforço de flexão.

Em barras travadas lateralmente ou com secções não suscetíveis de empenar lateralmente (como é o caso de secções fechadas - tubos) torna-se desnecessário fazer esta verificação.

O momento resistente à encurvadura lateral para uma secção de classe 4 é calculado da seguinte forma e de acordo com o EC3-1-3:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (118)$$

Semelhante ao método utilizado para barras à compressão, o fator de redução χ_{LT} é calculado através da seguinte equação:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mas } \chi_{LT} \leq 1 \quad (119)$$

Em que o termo ϕ_{LT} é calculado da pela equação:

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (120)$$

O fator de redução depende assim (i) do fator de imperfeição α_{LT} , no caso de verificações de estabilidade à encurvadura lateral corresponde á curva de dimensionamento b da tabela 6.3 do EC3-1-3 e é igual a 0,34, e (ii) do valor da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{LT}$ que representa a sensibilidade da barra de instabilizar lateralmente por flexão-torção e é calculado da seguinte forma:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{M_{cr}}} \quad (121)$$

A esbelteza normalizada depende do valor de M_{cr} que é o valor teórico do momento fletor crítico para a encurvadura lateral por flexão-torção. O procedimento de cálculo do momento crítico encontra-se desenvolvido no capítulo seguinte (em 3.5.2.1).

Este método proposto pelo EC3 não deve ser usado em secções cujo ângulo entre os eixos principais de inércia da secção bruta e da secção efetiva é significativo [9].

De acordo com o eurocódigo a verificação à encurvadura lateral pode ser dispensada no caso de a esbelteza $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ ou quando a relação $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0.16$ é verificada.

3.5.2.1 Método utilizado para cálculo do momento crítico

O cálculo do momento crítico em barras é um problema complexo e foi abordado por diversos autores [10] [16] [19], e como depende de muitas condicionantes, torna-se complexa a solução do problema. Essas condicionantes são (i) distribuição das cargas e respetivo diagrama de momento, (ii) condições de apoio, (iii) comprimento da barra e travamentos intermédios e (iv) inércia no sentido lateral, inércia de torção e inércia de empenamento.

Por outro lado é essencial obter uma estimativa o mais correta possível do M_{cr} porque influência muito a resistência das barras.

Tal como foi referido anteriormente existem alguns métodos numéricos que permitem uma avaliação do M_{cr} para qualquer tipo de secção e para vários tipos de condições de carga e de apoio. Baseados nestes métodos foram criados alguns programas como os seguintes: *LTbeam* [<http://www.ctcm.com>] que utiliza o método dos elementos finitos, *CUFISM*[13] que utiliza o método das faixas finitas [7] e *GBTtool* [14] que aplica a teoria generalizada de vigas.

As equações de equilíbrio que descrevem o problema da encurvadura lateral por flexão-torção para uma barra perfeita elástica e reta, de secção bissimétrica, com momentos na extremidade e com apoios simples tipo “garfo” foi encontradas em [16], e representam o caso “standard” (figura 29) para avaliar o momento crítico de uma barra.

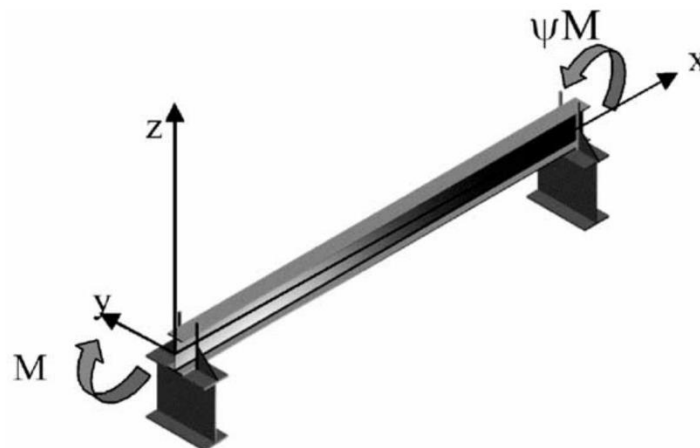


Figura 29 - Caso “standard” para uma viga simples em I com momentos de extremidade [39].

O resultado da análise deste caso foi uma equação que nos permite calcular o momento crítico de uma viga com secção bissimétrica com momento a atuar em relação ao eixo de maior inércia, com as configurações de carga e apoio referidos anteriormente:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_t} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \quad (122)$$

Para secções monossimétricas, considerando outros casos de carga e de condições de apoio a equação base é ampliada e torna-se na expressão geral [10]:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (123)$$

Onde:

E – módulo de elasticidade;

G – módulo de distorção;

I_z – inércia da secção segundo o menor eixo de inércia;

I_t – inércia à torção;

I_w – inércia ao empenamento;

L – comprimento de encurvadura entre travamentos laterais;

k_z - fator de comprimento que depende das condições de apoio relativas às restrições de rotação nos apoios em torno do eixo z da secção, pode assumir um valor entre 0,5 (restrição à rotação) e 1,0 (rotação livre).

k_w – fator de comprimento equivalente ao k_z mas para a restrição ao empenamento, também varia entre 0,5 e 1,0.

z_g – distância (na direção z da secção) entre o ponto de aplicação da carga, z_a , e o centro de corte da secção, z_s (ver anexo 7.1). O sinal indica se a carga promove instabilidade (figura 30) quando colabora na rotação da secção na barra instabilizada, ou seja, quando esta é aplicada na zona comprimida do perfil (sinal positivo), ou promove estabilidade no caso contrário (sinal negativo). O valor pode ser calculado da seguinte forma: $z_g = z_a - z_s$.

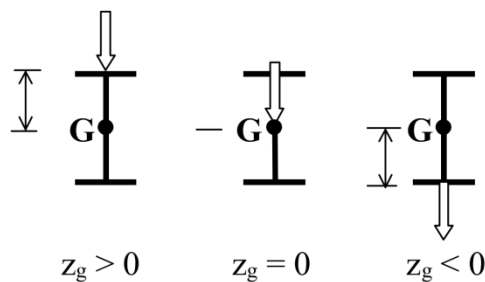


Figura 30 - Significado do sinal de z_g [16].

z_j – parâmetro que representa o grau de assimetria da secção em relação ao eixo de maior inércia, para secções correntes em I este valor está relacionado com a diferença entre a inércia de cada banzo, em relação ao eixo de menor inércia. Este valor é zero se a secção for simétrica em relação ao eixo de maior inércia, assim é um indicador da simetria da secção em relação ao eixo considerado, tal como é a localização do centro

de corte em relação ao centro de gravidade. O cálculo deste valor encontra-se descrito no anexo 7.1.

Como este trabalho foi implementado num programa informático foi utilizado este método para o cálculo do M_{cr} , incluindo todas as suas limitações, pelo facto de ser o mais simples de implementar e de utilizar. Este método está limitado a secções bissimétricas e monossimétricas em relação ao menor eixo de inércia.

Para se obter uma correta estimativa do valor do M_{cr} em casos fora do caso “standard” terá que se fazer o cálculo destes coeficientes que dependem, e representam (i) a influência da configuração de carga e apoio da barra, (ii) diagrama de momento e (iii) geometria da secção. Os coeficientes C1 e C2 dependem principalmente da forma do diagrama de momento (C2 é igual a zero caso só existam cargas de extremidade na barra), das restrições e condições de apoio, tal como as restrições á rotação e empenamento da barra, nos apoios ou em travamentos intermédios.

O fator C3 está relacionado com a assimetria da secção e excentricidades entre o plano de carga e centro de corte (numa secção bissimétrica C3 é igual a zero).

Em *ECCS Technical Committee 8 – Stability “Rule for Member Stability in EN 1993 -1-1 Background documentation and design guidelines” N° 119* [16] no anexo B encontram-se as tabelas que foram utilizadas para cálculo dos coeficientes C.

3.5.3 Estabilidade de barras sujeitas a momento fletor e compressão

No caso de uma barra sujeita apenas ao momento fletor ou compressão, como é o caso da coluna-viga, haverá a interação entre os modos de instabilidade e uma maior degradação da sua resistência. Como as vigas ou colunas utilizadas em estruturas têm quase sempre esforços de momento e axial, torna-se muito importante avaliar a interação entre estes esforços e a sua contribuição para a instabilidade da barra.

Como resultado da investigação deste fenómeno [16] foram propostos os fatores de interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} nas equações de interação adotadas pelo EC3 para verificar a segurança de barras sujeitas a ambos os esforços de momento fletor e compressão axial. Desta forma, terão que ser verificadas as seguintes condições:

$$\frac{|N_{Ed}|}{\chi_y N_{c,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{|M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} M_{cy,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{|M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}|}{M_{cz,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (124)$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{\chi_z N_{c,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{|M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} M_{cy,Rd}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{|M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}|}{M_{cz,Rd}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (125)$$

onde:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os esforços atuantes e $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ são momentos

resultantes das excentricidades entre centro de gravidade da secção efetiva e o ponto de aplicação da carga, tal como é apresentado no capítulo 3.4.8.

$N_{c,Rd}$, $M_{cy,Rd}$ e $M_{cz,Rd}$ são o valores característicos de resistência da secção, respetivamente obtidos nos capítulos 3.4.2 e 3.4.3.

χ_y e χ_z são os fatores de redução devido á encurvadura por flexão (ver capítulo 3.5.1).

χ_{LT} é o fator de redução devido à encurvadura por flexão-torção (ver capítulo 3.5.2).

Para o cálculo dos fatores interação k o eurocódigo 3 disponibiliza dois métodos – *método 1* e *método 2*, que nesta versão da norma se encontram nos anexos A e B, respetivamente.

Ambos os métodos usam a mesma base de resultados calculada através de cargas-limite e verificados e calibrados pelos mesmos resultados de testes. As principais diferenças estão nas suas aplicações, (i) o método 1 é mais específico utilizando mais coeficientes que tornam o método mais fiável e consistente, tal como é adaptável uma maior variedade de casos, (ii) o método 2 é compacto e expedito, mais fácil de usar utilizando fatores globais, é direcionado para a utilização em casos correntes [16].

O eurocódigo distingue entre (i) barras não suscetíveis às deformações de torção, como é o caso de secções tubulares ou outras construídas com elevada inércia à torção, e (ii) barras suscetíveis às deformações por torção, secções abertas, como são a maioria das secções de classe 4, com baixa inércia à torção.

Alternativamente o EC3-1-3 permite a utilização de uma equação que estima de forma conservadora a interação entre os esforços axiais e de momento. A principal diferença é que se utilizam os valores de resistência da secção reduzidos devido à encurvadura, em vez da resistência característica da secção, assim deve-se verificar a seguinte condição:

$$\left(\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}}\right)^{0.8} + \left(\frac{|M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}|}{M_{b,Rd}}\right)^{0.8} \leq 1.0 \quad (126)$$

onde:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os esforços atuantes e $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ são momentos resultantes das excentricidades entre centro de gravidade da secção efetiva e o ponto de aplicação da carga, tal como é apresentado no capítulo 3.4.8.

$N_{b,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ são o valores característicos de resistência da secção, respetivamente obtidos nos capítulos 3.5.1 e 3.5.2.

4. Aplicação informática para verificação de perfis enformados a frio

Neste capítulo implementa-se os procedimentos discutidos nos capítulos anteriores numa aplicação de cálculo automático para efetuar a verificação de perfis enformados a frio de classe 4 de acordo com o *EC3*.

Um programa de cálculo automático é uma ferramenta útil aos projetistas tendo em conta o grande número de cálculos e a complexidade das especificações do *EC3*. A indisponibilidade de meios automátios de cálculo dos perfis enformados a frio tem sido uma das causas do seu pouco uso, considerando as potencialidades das suas vantagens como elemento estrutural. Observa-se que, mesmo em programas de cálculo de estruturas mais usados, há uma carência de rotinas fiáveis e eficientes que contemplem as especificações normativas do *EC3*. As vantagens inerentes aos *PEFs* e a sua crescente utilização na indústria da construção requer que se facilite o trabalho aos projetistas, disponibilizando assim mais tempo para a concepção estrutural e otimização dos sistemas e processos construtivo por forma a aumentar qualidade final dos projetos de estruturas, melhorando sua competitividade.

4.1 Organização da aplicação

Na grande maioria os programas comerciais de estruturas são compostos por um bloco de análise estrutural e uma outra parte de verificação regulamentar em que se pode utilizar várias normas. Entretanto, na grande maioria dos programas comerciais o *EC3-1-3* está esquecido ou totalmente fora de controlo do projetista em relação aos cálculos intermédios efetuados.

Desta forma e tomando por base o módulo de análise estrutural do programa Autodesk® Robot Stuctural Analisis® Profissional 2014 (*ARSA*) [27], o programa apresentado neste capítulo é um módulo de verificação do *EC3-1-3* que precisa, como dados de entrada, dos resultados da análise estrutural.

Esquemáticamente, além do *ARSA*, o programa é composto por (ver na figura 31 o resumo de cada módulo):

- (i) Módulo gestor da aplicação;
- (ii) Interface de utilizador (*IU*);
- (iii) Objetos internos que contêm dados e métodos para cálculo/modificação;
- (iv) Módulo de relatórios de cálculo (que ainda não foi implementado).

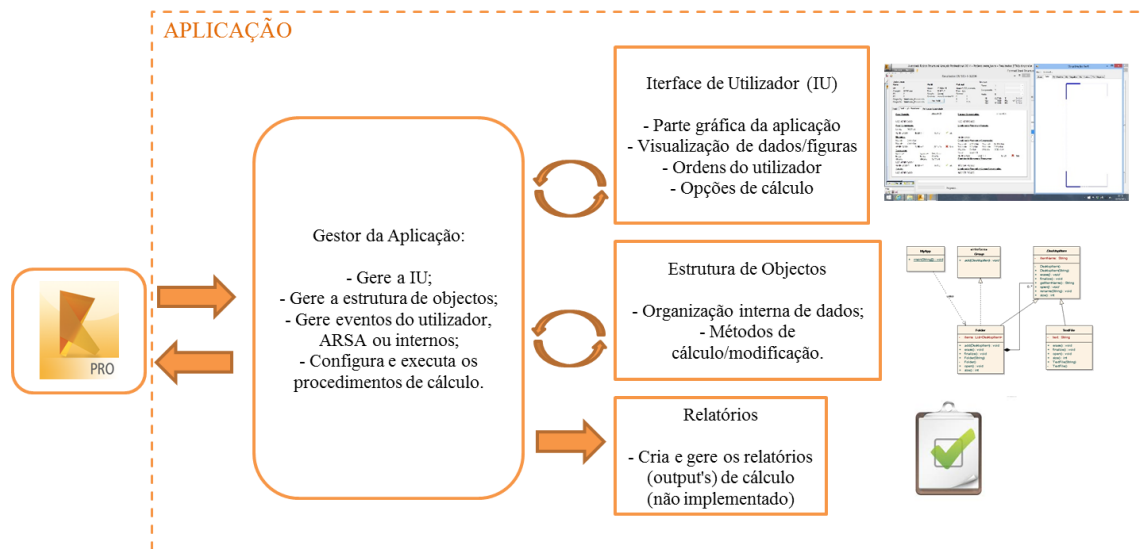


Figura 31 - Esquema de organização da aplicação

Esta aplicação, *Formed Steel Structures (FSS)*, foi criada com recurso ao programa compilador da Microsoft®, Visual Studio 2012® (VS) [26], e foi feita a modulação da estrutura de dados e restantes diagramas no programa aberto StarUML® [25], esta é, portanto, uma aplicação modelada por objetos.

Foi utilizada a linguagem *Visual Basic* para programar, já que faz parte do *framework .NET* da Microsoft® [26]. Como não foram necessários métodos matemáticos avançados para efetuar os cálculos não foi necessário recorrer a nenhuma biblioteca específica de métodos matemáticos.

Como descrição do processo de implementação do programa segue-se os seguintes passos:

- (i) Modelação da aplicação em *UML (Unified Modeling Language)*;
- (ii) Implementação da estrutura da aplicação no VS, e criação dos IU;
- (iii) Implementação da estrutura de comunicação com o ARSA;
- (iv) Preenchimento das rotinas e funções;
- (v) Implementação da lógica de funcionamento e dos algoritmos de cálculo;
- (vi) Melhorias no IU e na estrutura interna;
- (vii) Testes.

Visto a parte de modelação em *UML* não fazer parte central do trabalho mas ser parte importante do desenvolvimento da aplicação ficam em anexo (Anexo B) todos os diagramas criados e outros materiais criados durante o desenvolvimento.

4.1.1 Interface de comunicação com o Autodesk® Robot Structural Analysis®

Essencial para o funcionamento de um programa de verificação são os dados de entrada tais

como dados geométricos das barras e secções, de esforços e propriedades materiais entre outros. Para tornar mais expedita a verificação de barras utilizou-se a *API (Application Programmer Interface)* [27] do *ARSA* para que em tempo real se possa aceder a todos os dados sobre as barras e a estrutura em análise.

Para se aceder aos dados do *ARSA* teve que se criar um bloco de código que funciona como interface entre o *ARSA* e o *FSS*. Este conjunto tem por base a biblioteca fornecida pelo *ARSA* mas está preparado para utilizar outros programas de cálculo de estruturas que tenham o mesmo acesso via *API* [27].

É necessário que algumas configurações do *ARSA* estejam ativas para o correto funcionamento do *FSS*: (i) unidades força em kN, dimensões em metros (m) e momentos em kN.m e (ii) norma de verificação secções metálicas: EN 1993-1:2005/AC:2009;

O esquema mostrado na figura 32 faz um resumo das atividades desta interface e que dados são recolhidos do *ARSA* para posteriormente preencher as estruturas internas de dados.

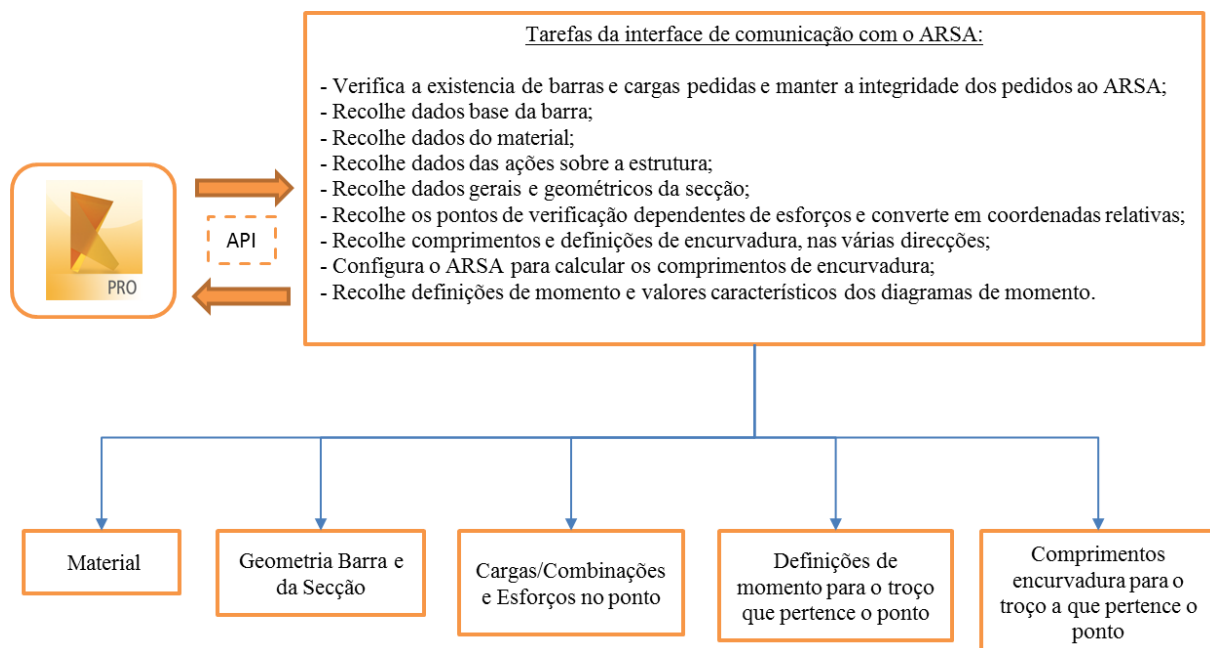


Figura 32 - Esquema de tarefas da interface de comunicação com o ARSA.

Os dados recolhidos irão fornecer a estrutura de dados da aplicação, e dar início à verificação das barras. Algumas configurações de cálculo podem ser alteradas pelo utilizador já dentro do *FSS*.

O EC3-1-3 é utilizado em conjunto com o EC3-1-5, mas também tem base no EC3-1-1. E, assim, uma grande parte das configurações para verificação de segurança são originárias da parte 1, nomeadamente as verificações ao estado último de encurvadura global de barras. Para uma fácil utilização e manter uma transição suave entre o que é o ambiente *ARSA* houve duas situações que foram salvaguardadas: (i) a mesma forma de introdução de dados nas caixas de

texto e (ii) as configurações base para verificação de barras designadas de “*Member Definitions*” no ARSA continuam a ser feitas do mesmo modo, ou seja no ARSA. Garante-se assim a utilização do módulo de comprimento de encurvadura do ARSA para definir a configuração da barra em análise. Posteriormente estes comprimentos podem ser alterados no FSS.

4.1.2 Processo geral de funcionamento da aplicação FSS

Para se perceber o funcionamento desta aplicação convém ter uma visão alargada do seu funcionamento, na interação com o utilizador e nos procedimentos internos que são executados. A interface é dividida em três áreas de funcionamento que são sequenciais: Seleção, Verificação e Relatório como se pode ver na figura 33.

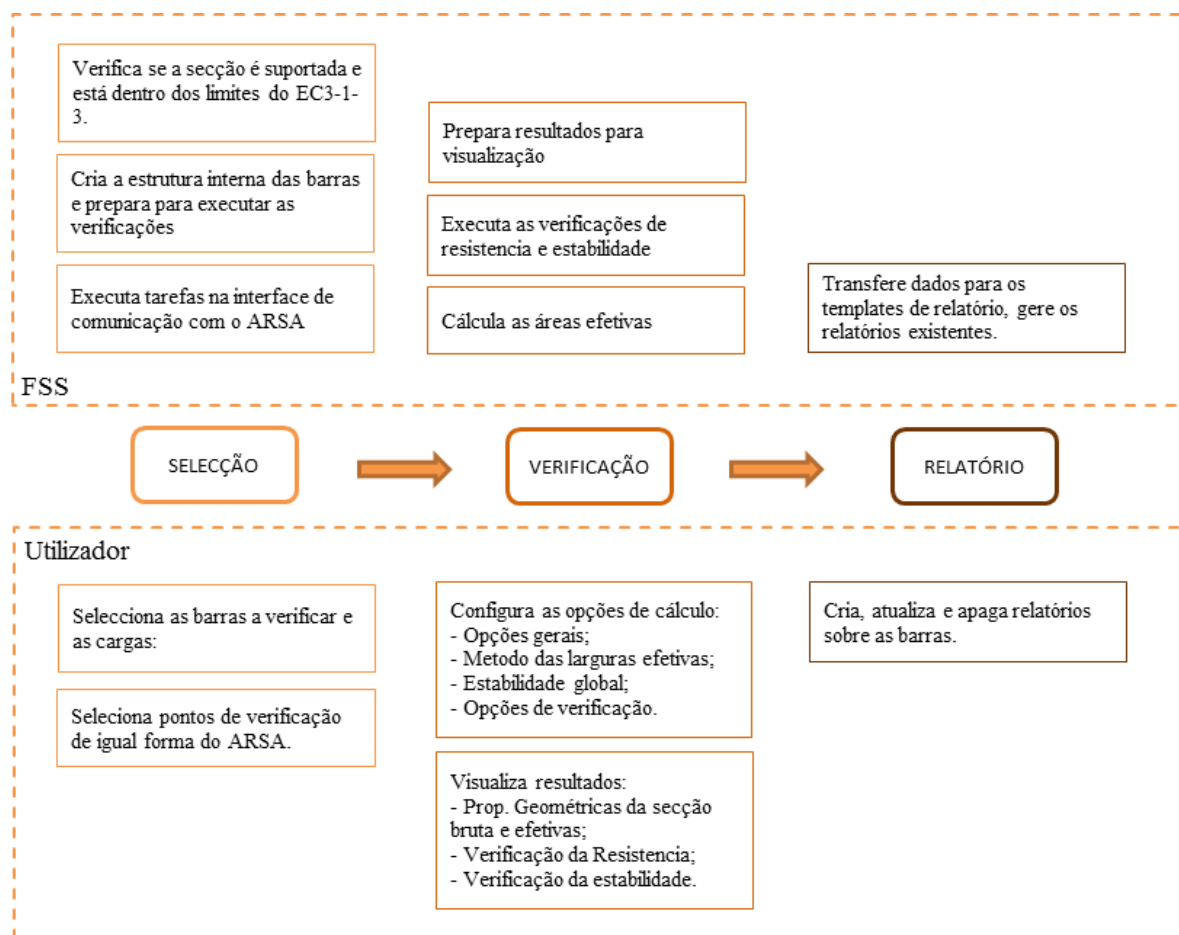


Figura 33 - Esquema do procedimento de funcionamento, responsabilidades do utilizador e da aplicação.

No anexo B encontra-se um “manual de utilizador” que contém a descrição do funcionamento da aplicação e das várias janelas que a compõem.

4.2 Organização interna do objeto “Barra”

Na figura 34, apresenta-se um diagrama esquemático com a estrutura interna do objeto barra, onde se fazem todos os cálculos de verificação da barra.

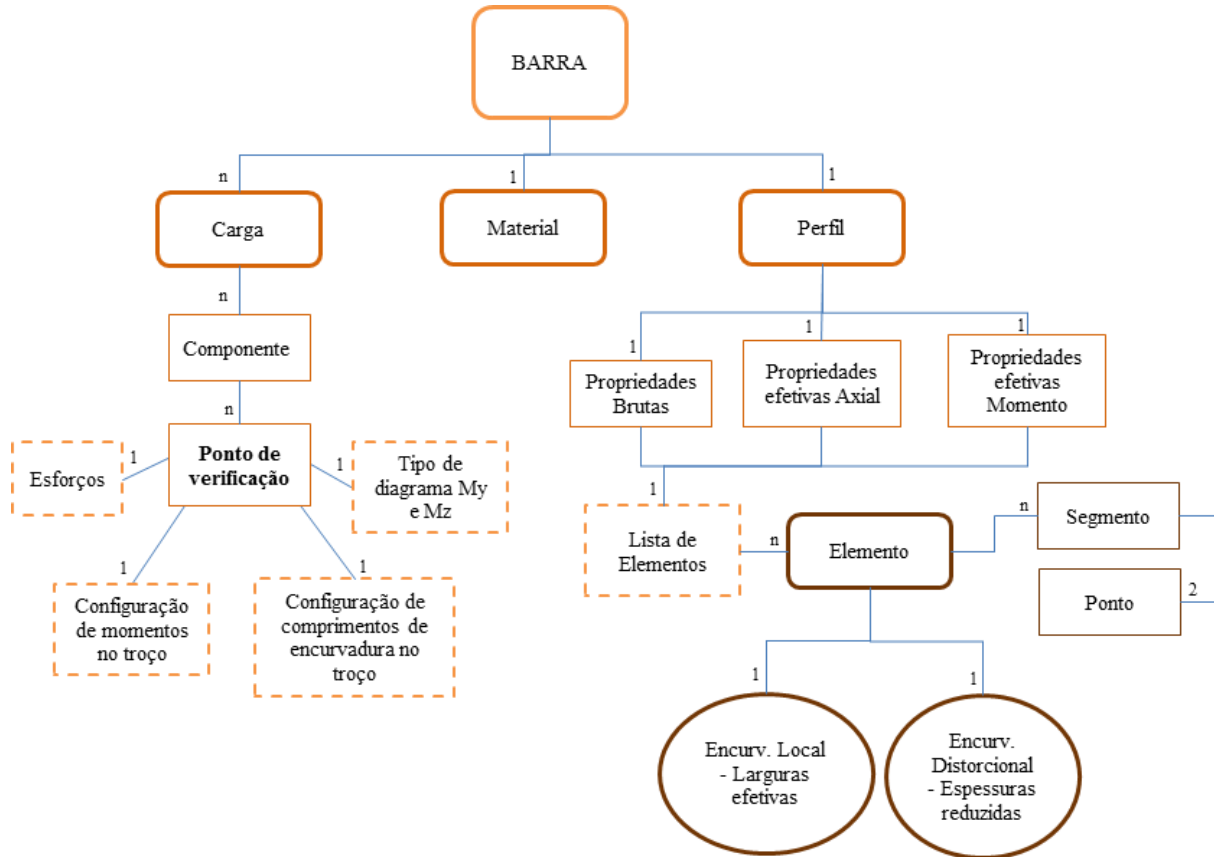


Figura 34 - Estrutura interna do objeto barra.

Este é o esqueleto de uma barra, em que (i) o ramo carga é basicamente um contentor de dados organizados provenientes em grande parte do ARSA e (ii) o ramo perfil trata de fazer o cálculo de propriedades mecânicas das secções bruta e efetiva. Quando estes procedimentos estão finalizados a barra está pronta para sejam feitas as verificações de segurança do EC3-1-3.

4.2.1 Procedimento de discretização da secção

Para se proceder ao cálculo das larguras efetivas e das espessuras reduzidas criou-se uma estrutura de dados para representar geometricamente a secção discretizada e é constituída por um conjunto de elementos, segmentos e pontos. Dos elementos fazem parte um conjunto de 1 a n segmentos e dois pontos principais. Os segmentos são definidos por dois pontos que podem ser principais ou intermédios. Os pontos principais são identificados sempre por números inteiros ≥ 1 e as suas coordenadas resultam diretamente da secção idealizada (ver

capítulo 3.3.2), já os pontos intermédios têm como objetivo definir o comprimento de segmentos. A identificação dos pontos intermédios é sempre 0 mas têm mesmas valências que os pontos principais. Na figura 35 está apresentada uma representação esquemática do seu significado:

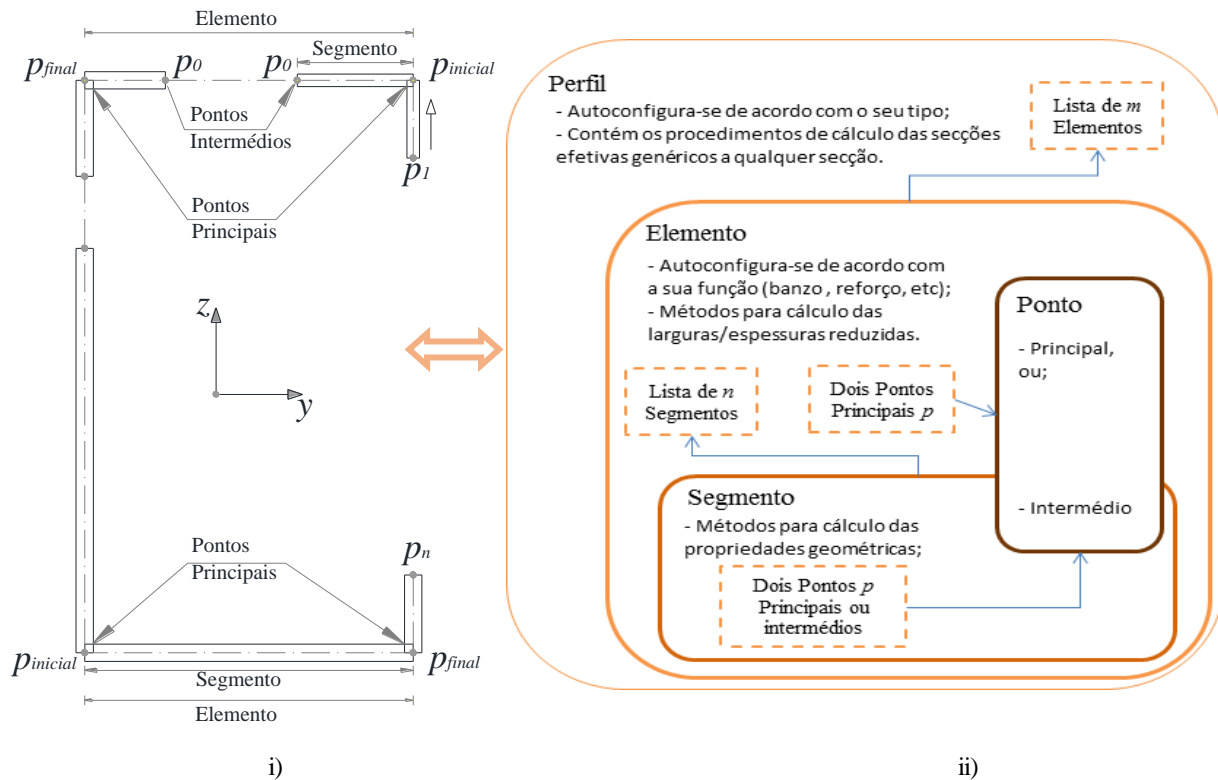


Figura 35 - Discretização da secção: i) significado real, ii) organização interna e dependências.

O **elemento** é o principal objeto a ser modificado durante o cálculo de secções efetivas e tem uma forte componente organizativa já que é configurado de acordo com o seu tipo de função dentro da secção: banzo, alma ou dobra, e do seu tipo em relação à estabilidade local/distorcional: interno simples, externo simples, reforço externo simples, reforço externo duplo, reforço interno simples, reforço interno duplo e reforço interno triplo ou mais. Estas informações são essenciais para definir o papel de um dado elemento durante o cálculo das larguras efetivas e espessuras reduzidas.

Contém dados geométricos do próprio elemento, mas que não são mais do que o agregado dos dados calculados pela sua lista de segmentos, e todos os métodos para cálculo das larguras e/ou espessuras reduzidas. Faz a gestão da sua lista de segmentos ao adaptá-la ao necessário, por exemplo, um elemento interno à compressão tem 3 segmentos, um elemento externo à compressão terá 2 segmentos e um elemento à tração terá 1 segmento. Assim, na figura 36 pode-se observar esquematicamente as propriedades e responsabilidades de um elemento.

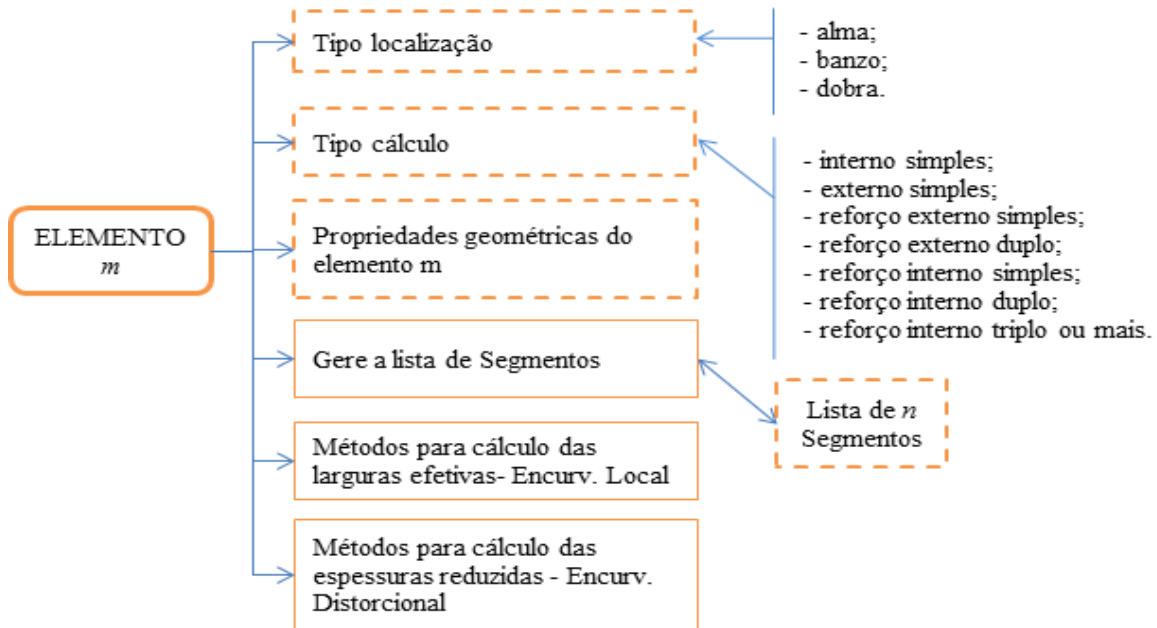


Figura 36 - Propriedades e responsabilidades gerais do objeto “Elemento”.

O **segmento** é um objeto responsável pelo cálculo das suas propriedades geométricas e pode ser do tipo reto ou curvo (ainda não implementado). É definido por dois pontos que podem ser principais ou intermédios. O procedimento de cálculo das propriedades foi separado em três grupos: A1, A2 e B, já que as propriedades A2 precisam de dados da secção resultantes das A1. As propriedades do tipo B apenas são necessárias calcular para a secção bruta (esquematiza-se na figura 37). As coordenadas dos pontos para novos eixos são atualizadas automaticamente.

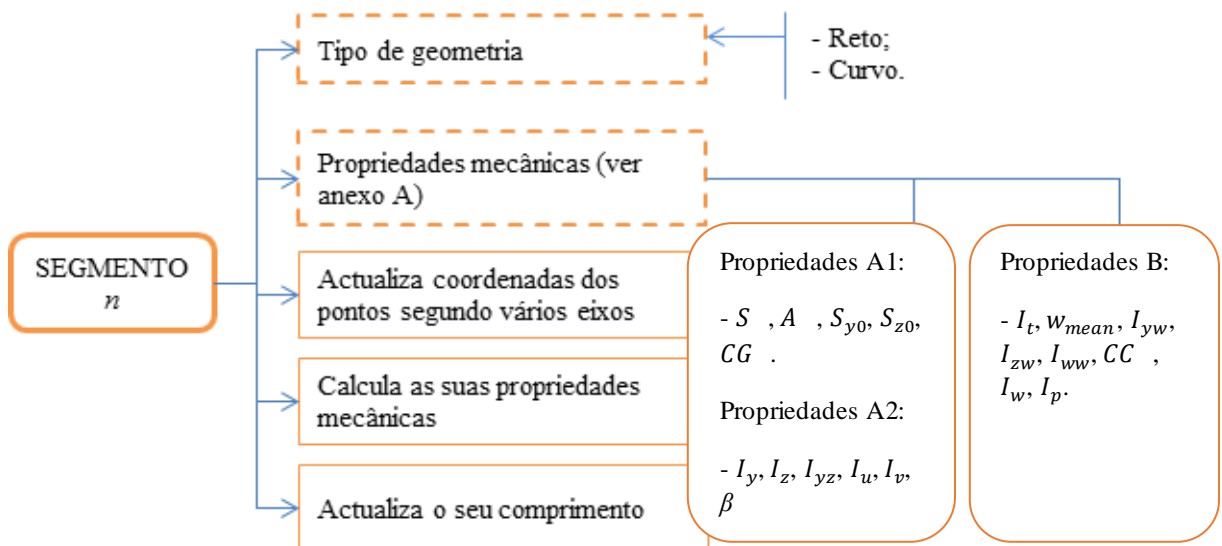


Figura 37 - Propriedades e responsabilidades gerais do objeto “Segmento”.

É no objeto segmento que se faz a atualização dos valores dos pontos segundo os vários eixos, como no caso da atualização de uma largura efetiva.

Na figura 37 podem-se ver esquematicamente as propriedades e responsabilidades de um

segmento.

A lista completa de todas as propriedades e métodos que fazem parte destes objetos encontra-se no “diagrama de classes” no anexo B.

O objeto **ponto** contém valores de coordenadas geométricas segundo vários eixos, coordenadas sectoriais e valores de tensões normais relativas (0...1) no ponto (ver capítulo 3.3.3 e anexo A). O objeto ponto não executa nenhum tipo de cálculo ou aplica qualquer método, este é sempre modificado por métodos até ao nível do objeto perfil.

4.3 Procedimento de cálculo das propriedades efetivas

O procedimento geral de cálculo das propriedades efetivas de uma secção é apresentado no esquema da figura 38.

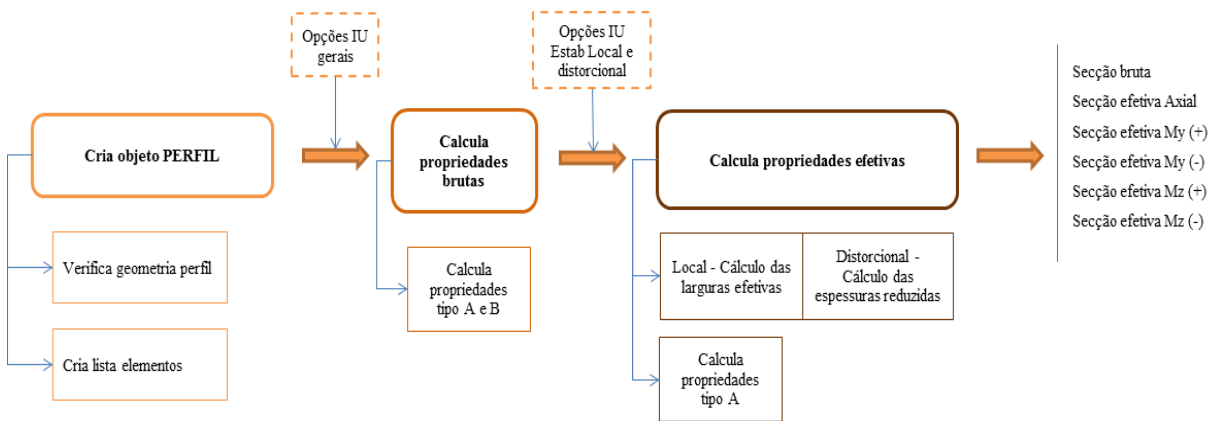


Figura 38 - Sequência geral para cálculo das secções efetivas de um perfil (secção).

O procedimento para o cálculo das propriedades de uma secção começa com a criação da estrutura de dados que, além de executar os cálculos também dá organização aos valores calculados. Sobre a secção bruta são calculadas propriedades geométricas adicionais para serem levadas em conta as especificações requeridas pelo EC3-1-3 para as verificações de segurança.

A figura 38 esquematiza o que se processa internamente. As opções que o utilizador seleciona na IU, neste passo, podem ser vistas no anexo C.

Do cálculo das propriedades efetivas resultam cinco secções efetivas sobre as quais são calculados as propriedades mecânicas a utilizar nas verificações da norma, que de acordo com a figura 38 são: secção efetiva para esforço axial compressão, secção efetiva devido a momento positivo (+) na direção y, momento negativo (-) na direção y, momento positivo (+) na direção z, momento negativo (-) na direção z.

4.3.1 Estrutura de cálculo das propriedades mecânicas da secção

No cálculo das propriedades geométricas de uma secção arbitrária, aberta e de secção fina constante utilizou-se o método proposto pelo EC3-1-3, onde a secção é discretizada numa secção idealizada e depois calculadas as propriedades de cada troço reto que no final resulta nas propriedades da secção, da forma como se esquematiza na figura 39. Os métodos para cálculo das propriedades geométricas estão apresentados/ no anexo A.

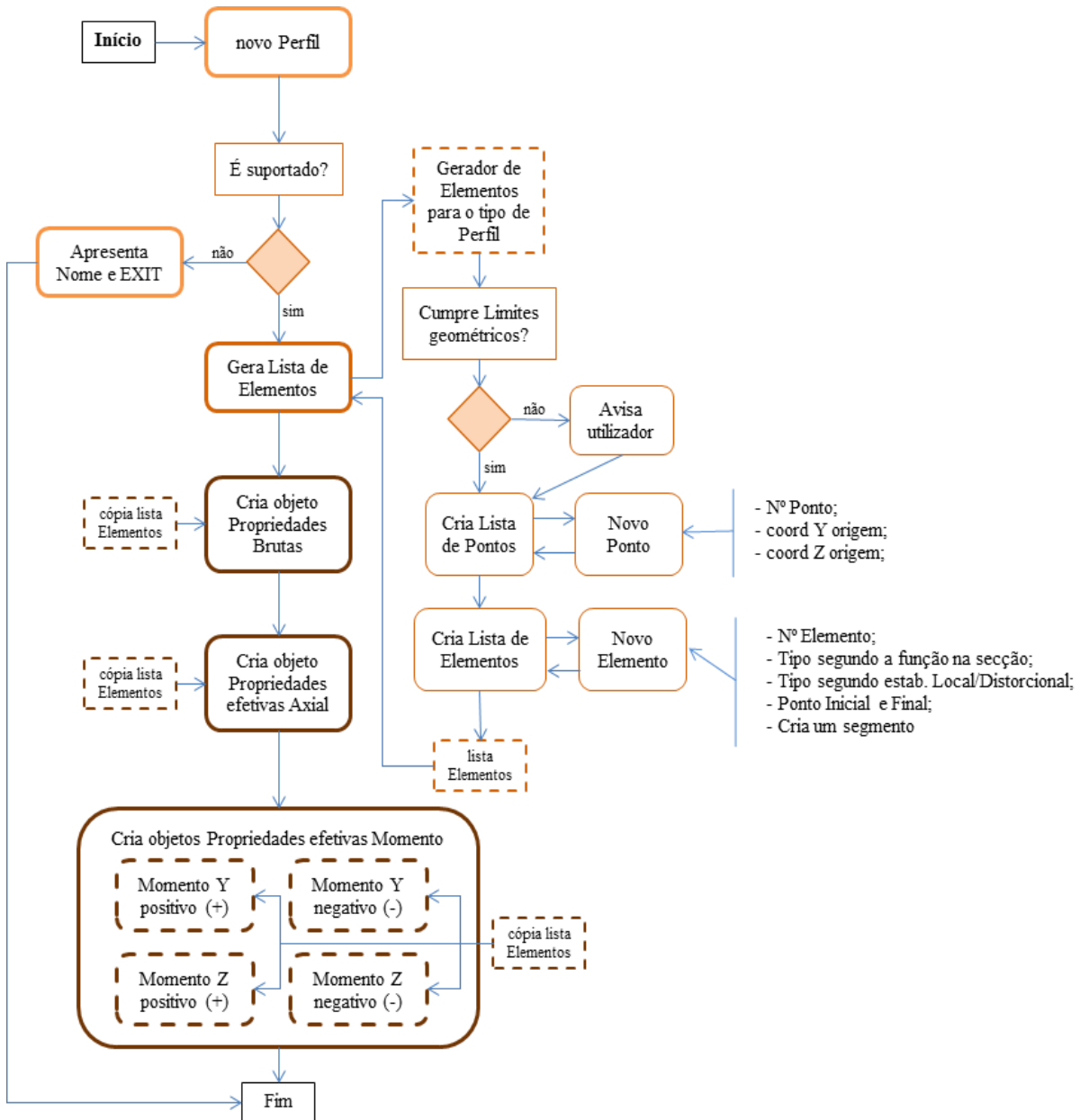


Figura 39 - Diagrama do procedimento que cria o objeto perfil e objetos de cálculo de propriedades.

Criou-se um objeto cuja sua função é cálculo de propriedades geométricas que é utilizado (através de herança) pelos três objetos que contêm procedimentos de cálculo específicos para calcular propriedades de secções brutas, secções efetivas axial e secções efetivas devido a

momento (independentemente da direção).

No procedimento de “criação do objeto perfil” (mostrado na figura 38) são também criados os objetos para cálculo das propriedades geométricas brutas e efetivas, procedimento que se pode observar na figura 39.

O “gerador de elementos” é um bloco específico para cada tipo de perfil e faz a transição entre as dimensões características de cada secção, obtidos através ARSA, para uma lista de elementos, para isso, de acordo com o tipo de secção (“C”, “Z”) é criado um conjunto de pontos, e a partir desses pontos são criados vários elementos, configurados de acordo com o seu tipo, e adicionados a uma lista de elementos.

É importante para o bom funcionamento da aplicação que os eixos inicialmente considerados com YZ da secção sejam eixos principais da secção, ou em caso de tal não ser possível (como uma secção Z), utilizar como direção orientadora dos eixos YZ os planos de carga segundo os quais se irão desenvolver momentos em Y e em Z.

4.3.1.1 Procedimento de cálculo de propriedades da secção bruta

Para o cálculo das propriedades brutas começa-se por calcular as propriedades do tipo A, e a partir dos valores das inércias obtidos em relação aos eixos YZ continua-se o cálculo das restantes propriedades de tipo B.

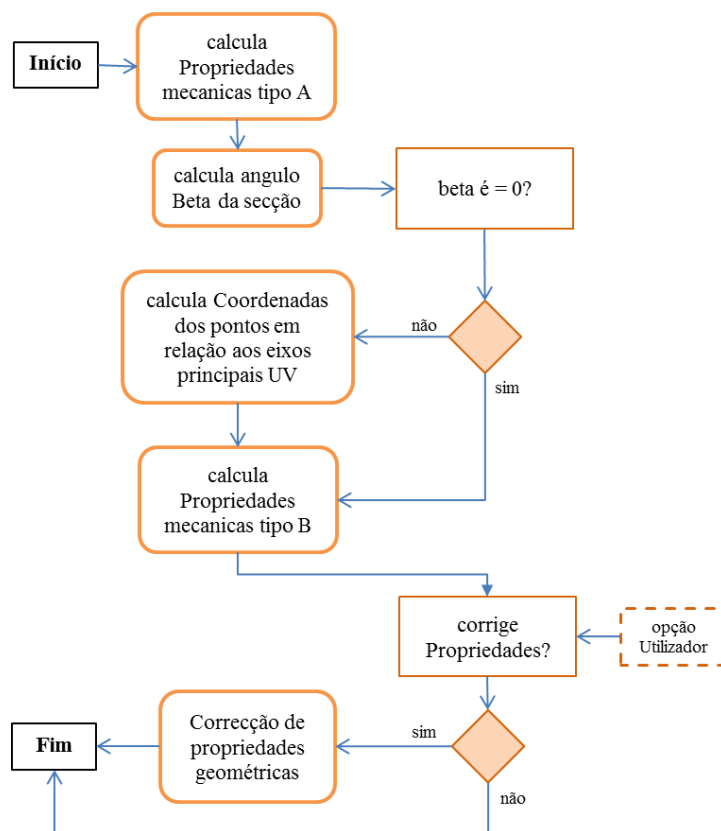


Figura 40 - Procedimento para cálculo das propriedades brutas de uma secção.

No fim do cálculo pode-se fazer a correção das propriedades geométricas, que é aconselhada e obrigatória de acordo com o EC3-1-3 (ver capítulo 3.3.2), mas foi deixado ao critério do utilizador (ver figura 40).

4.3.1.2 Procedimento de cálculo das propriedades efetivas de compressão e momento

Nesta fase, além do cálculo das propriedades geométricas é necessário executar todo o processo de determinação das larguras efetivas e espessuras reduzidas. Este procedimento atua ao nível da secção sem ligação direta com cálculo de larguras/espessuras mas obtendo resultados destes cálculos para a tomada de decisões.

Assim para o cálculo das propriedades efetivas tem-se um bloco de cálculo que calcula as larguras efetivas dos elementos (“métodos Encurv. Local”), apresentado no capítulo 4.3.2, e outro bloco que calcula as espessuras reduzidas de reforços (“métodos Encurv. Distorcional”), estudado no capítulo 4.3.3. Como se pode ver na figura 41 a sequência de cálculo, o processo de cálculo das propriedades gira à volta destes blocos.

Por opção do utilizador o procedimento pode ser iterativo e ter limites mínimos e máximos para as iterações referentes às larguras efetivas e espessuras reduzidas. Quando se executam iterações sobre a secção os limites de paragem são: o limite máximo de iterações para larguras efetivas e os parâmetros $\Delta\rho^m = \rho_i^m - \rho_{i-1}^m$ e $Q\rho^m = \rho_i^m/\rho_{i-1}^m$ para cada elemento que compõe a secção, as iterações em relação às espessuras reduzidas dos reforços têm o seu ciclo fechado de acordo com o EC3-1-3 (consultar capítulo 4.3.2 e 4.3.3).

O cálculo das propriedades efetivas para o esforço de momento difere da compressão devido à distribuição de tensões. Quando no esforço axial de compressão considera-se uma distribuição uniforme de tensões na secção, incluindo a efetiva, para esforço de momento já não se pode fazer a mesma consideração porque conforme há uma modificação da secção à uma modificação na distribuição de tensões. O EC3-1-3 permite fazer o cálculo da secção efetiva sem contabilizar esta alteração da geometria da secção efetiva, ou seja, sem iterações, apenas obriga a que se calcule primeiro as áreas efetivas de elementos considerados como paralelos ao eixo em que está aplicado o momento (banzos para momentos na direção y e almas para a direção z). Este procedimento iterativo serve apenas para se utilizar a distribuição de tensões na secção levando em conta o deslocamento do centro de gravidade da secção bruta para secção efetiva.

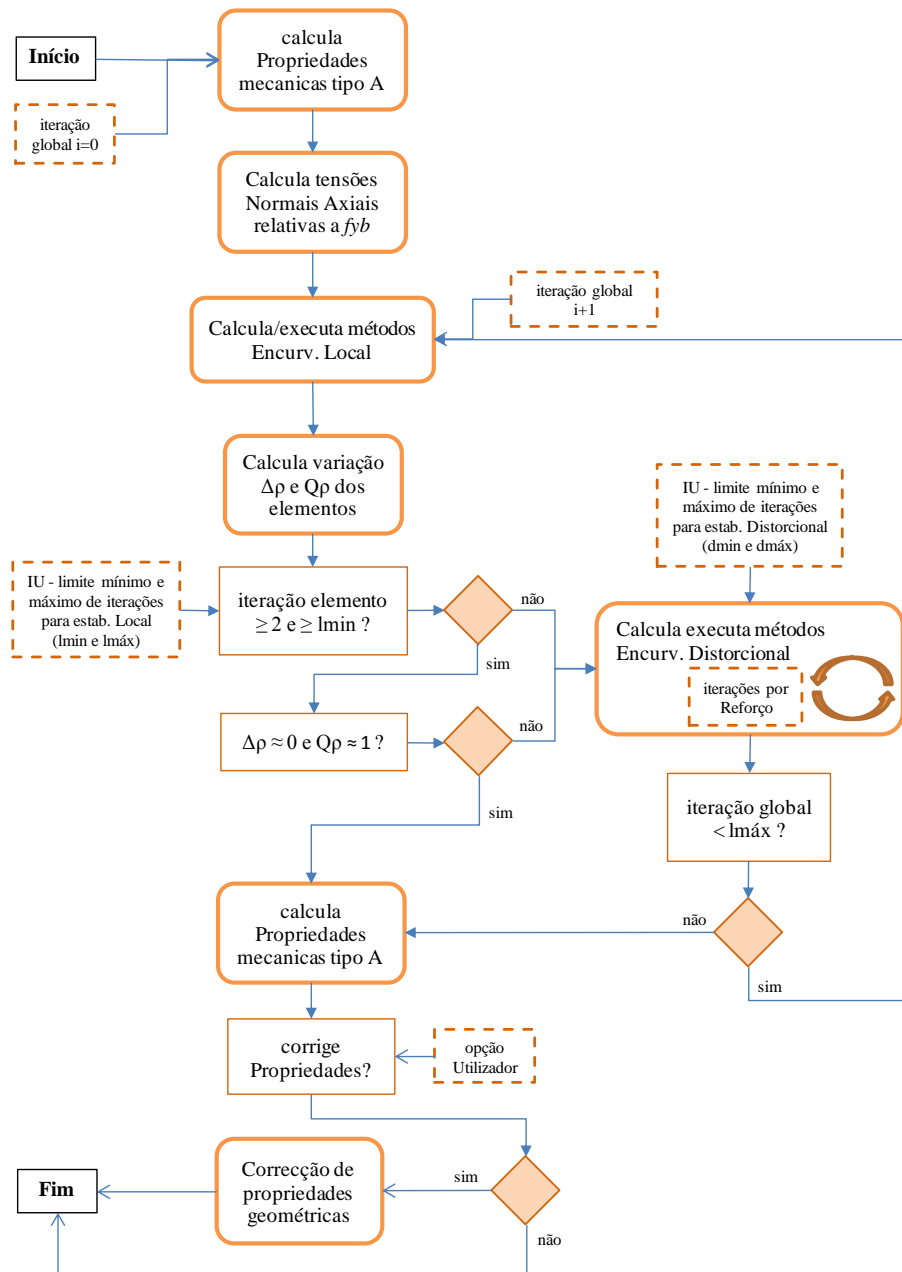


Figura 41 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das propriedades efetivas compressão.

De acordo com o capítulo 3.3.3.2 calcula-se as tensões normais devido ao momento sempre em relação a eixos principais da secção, que são designados de eixos UV . Ao ser calculada uma secção efetiva, os eixos principais UV sofrem uma rotação o que obriga à atualização das coordenadas UV dos pontos que definem a secção para que se possa calcular a nova distribuição de tensões. Por uma questão de coerência com a norma os momentos são sempre aplicados em relação aos planos de carga considerados inicialmente como os eixos YZ , assim a cada iteração são calculadas coordenadas dos pontos segundo UV , e o momento na direção Y ou Z é calculado para U e V , as tensões normais são calculadas em relação à tensão máxima f_{yd} , e por fim, são calculadas as propriedades geométricas de interesse para fazer as verificações de segurança ao momento.

O diagrama de sequência da figura 42 mostra os procedimentos e decisões que são executados durante o cálculo das propriedades efetivas de momento.

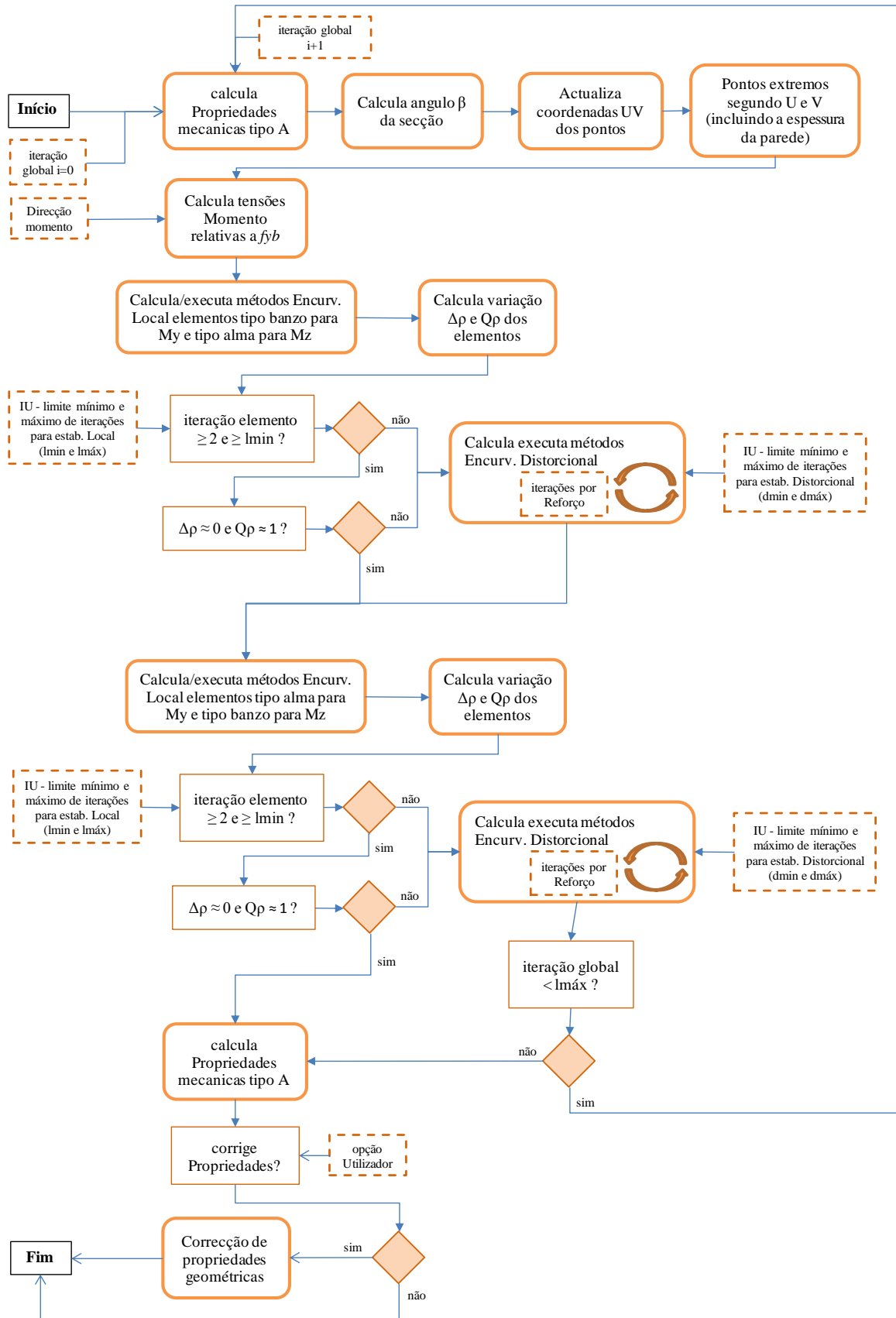


Figura 42 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das propriedades efetivas momento.

De acordo com a sequência da figura 42, de uma forma geral é seguido o procedimento proposto pelo EC3-1-3 e EC3-1-5: i) cálculo da distribuição de tensões na secção, ii) cálculo das larguras efetivas, iii) cálculo das espessuras reduzidas e iv) cálculo das propriedades geométricas da secção efetiva.

Os procedimentos de cálculo de larguras efetivas e espessuras reduzidas, que não são mais do que a implementação do capítulo 3.3.4, têm procedimentos próprios que estão desenvolvidos nos capítulos seguintes (capítulo 4.3.2 e 4.3.3).

4.3.2 Estabilidade local – larguras efetivas

No cálculo da largura efetiva de um elemento à compressão implementa-se o procedimento do EC3-1-5 e é possível fazer iterações ao valor das larguras efetivas e impor-lhe um limite máximo ou mínimo.

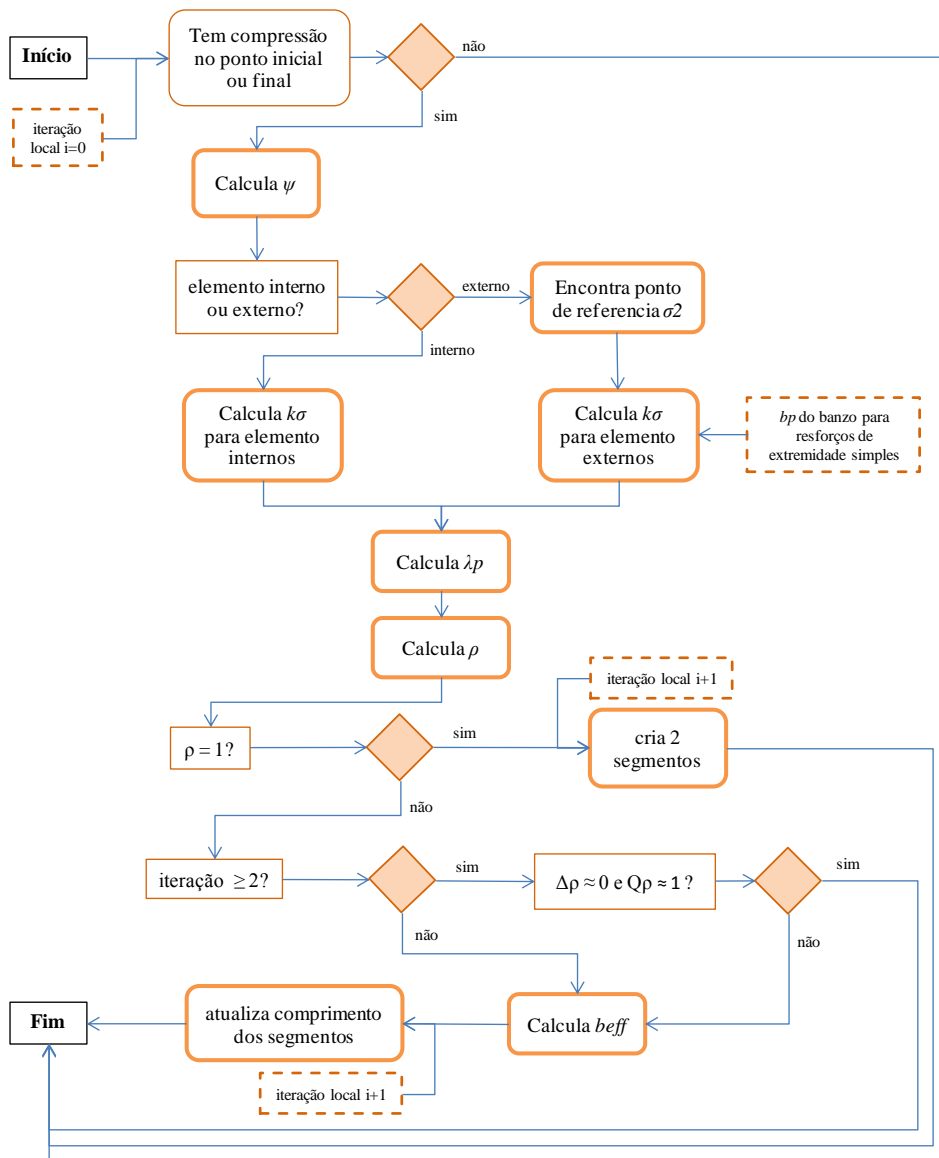


Figura 43 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo de larguras efetivas de um elemento.

O procedimento inicia-se com o cálculo do gradiente de tensão no elemento, ψ , que é calculado utilizando as tensões na extremidade de um elemento reto. Neste trabalho o valor da tensão é sempre relativa à tensão de cedência, podendo variar entre -1 e 1. Para cada tipo de elemento que compõe a secção escolhe-se que tabela utilizar (ver capítulo 3.3.4.2), analisa-se o valor das tensões no elemento e decide-se que ponto corresponde a σ_1 e σ_2 , por definição a σ_2 é sempre a menor tensão no elemento. Para elementos externos terá que se verificar que extremidade do elemento corresponde à tensão σ_2 (ver tabela 3), ou seja, se a menor tensão se encontra no ponto que faz a ligação com a secção, a definição deste ponto serve de referência para o comprimento efetivo do elemento. O restante procedimento está de acordo com a norma e são executados os cálculos apresentados no capítulo 3.3.4.2. Na figura 43 pode ser visto o diagrama de sequência que resume o procedimento de cálculo das larguras efetivas para um qualquer elemento. Este procedimento inclui também iterações que são executadas se o utilizador assim o seleccionar.

As iterações são efetuadas sempre que o utilizador o seleccione. Nesse caso o número mínimo de iterações é duas, de acordo com o especificado no EC3-1-3 e EC3-1-5. Tal como no cálculo das propriedades da secção (à compressão ou momento) as larguras efetivas podem ser alvo de iterações, que dependem sempre a alteração de geometria e do centro de gravidade da iteração anterior o que significa que no caso de secções efetivas à compressão é irrelevante fazer iterações locais ou globais. O cálculo de $\Delta\rho^m = \rho_i^m - \rho_{i-1}^m$ e $Q\rho^m = \rho_i^m / \rho_{i-1}^m$ condiciona o número de iterações, tal como o máximo número de iterações para larguras efetivas (estabilidade local), se $\Delta\rho^m \approx 0$ e $Q\rho^m \approx 1$ (na aplicação aproxima-se a 5 casas decimais) termina-se o procedimento.

A distribuição de b_{eff} pelo elemento depende do seu tipo e distribuição de tensões sendo que cada elemento está programado para distribuir a sua largura efetiva, quer pela adição de novos segmentos à sua lista, quer pela modificação de comprimentos em segmentos existentes.

Apenas elementos retos podem ser alvo deste procedimento independentemente de serem elementos simples ou reforços, já que elementos do tipo canto (ainda não implementado) são considerados rígidos e sempre efetivos na aplicação do método das larguras efetivas.

4.3.3 Estabilidade distorcional – espessuras reduzidas

O cálculo das espessuras reduzidas de elementos comprimidos do tipo reforço (seja interno ou de extremidade) divide-se em 3 partes: (i) definição do grupo reforço, que além dos segmentos que pertencem ao reforço é composto por segmentos imediatamente anexos ao reforço (ver figuras 35 e 17), (ii) cálculo da espessura reduzida do reforço e (iii) a atualização

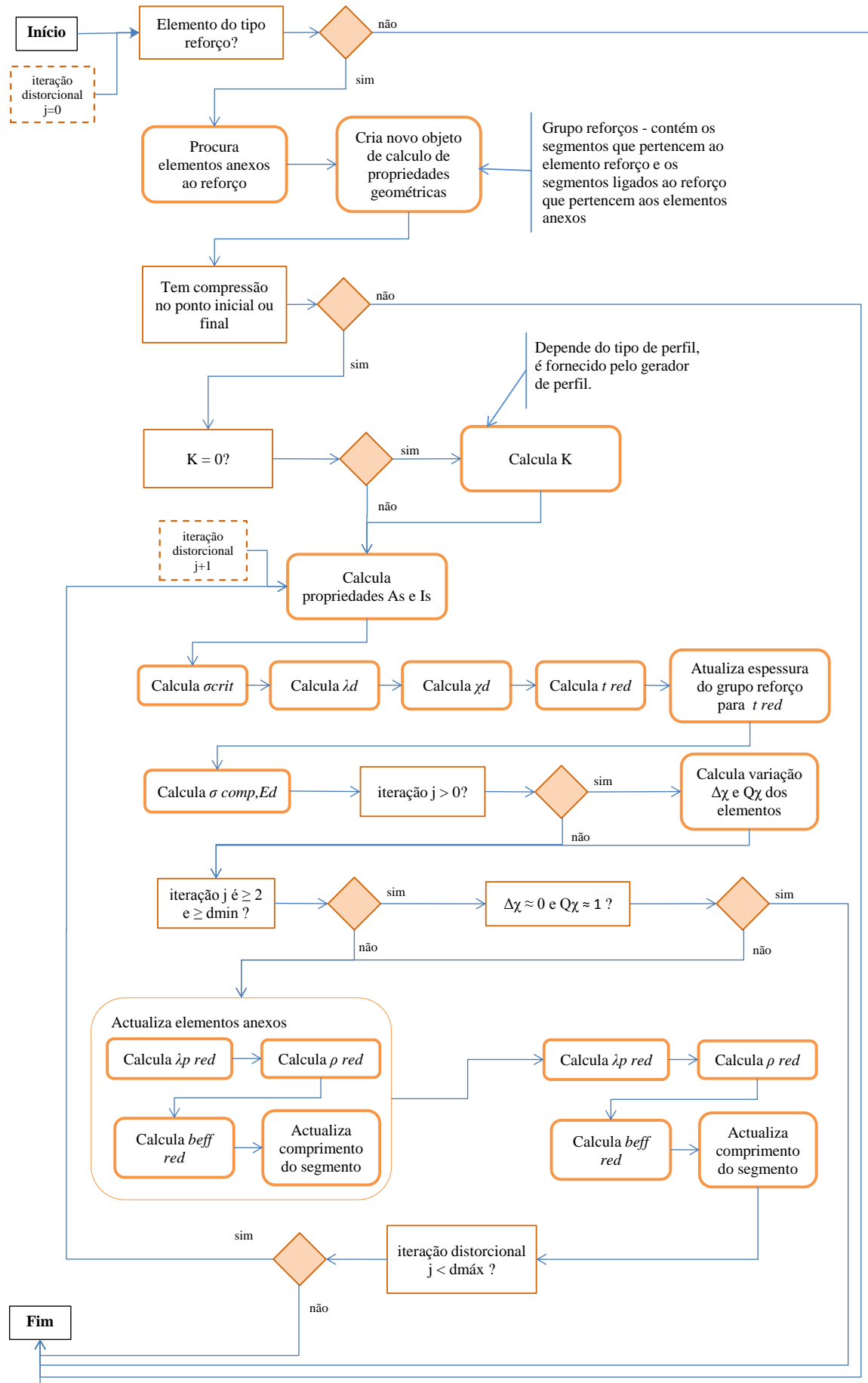


Figura 44 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das espessuras reduzidas de um elemento.

das espessuras e comprimentos efetivos do reforço e elemento adjacente devido à $\sigma_{comp,Ed}$ calculada para o grupo reforço.

A definição do grupo reforço é acompanhada do cálculo de K (ver capítulo 3.3.4.3). Das duas ações de definição do grupo reforço e cálculo de K , uma é executada uma vez por cada iteração global, no caso do grupo reforço, e o cálculo de K é efetuado uma única vez, independentemente de se iterar a secção.

Em relação ao grupo de reforço são calculadas propriedades geométricas, dentro das regras do EC3-1-5, como a definição dos seus eixos. Caso o utilizador escolha fazer iterar os reforços, estas propriedades são recalculadas a cada iteração do reforço que altera a sua geometria.

O procedimento de cálculo em (ii) é o procedimento descrito no capítulo 3.3.4.3. No final calcula-se a $\sigma_{comp,Ed}$ e a variação do fator de redução $\Delta\chi$ e $Q\chi$ que é calculada da mesma forma que o fator de redução para as larguras efetivas. Com estes dados há a decisão de fazer a atualização dos comprimentos dos segmentos que pertencem ao reforço e aos elementos anexos ao reforço (parte (iii)), tendo em conta que essa decisão depende do fator de redução χ já ter convergido e do limite máximo de iterações em reforços.

A figura 44 faz o resumo do procedimento e a sequência das ações que são efetuadas durante o cálculo das espessuras reduzidas dos reforços.

4.4 Procedimento de verificação de barras segundo a Parte 3 do Eurocódigo 3

No fim de calculadas todas as secções efetivas que são necessárias, pode-se proceder à verificação de segurança da barra. De acordo com o EC3-1-3 o procedimento de verificação de segurança de uma barra é separado em três grandes grupos: (i) verificação da resistência da secção (ELU), de acordo com o capítulo 6.1 da norma e capítulo 3.4 deste trabalho, (ii) verificação da estabilidade da barra (ELU), de acordo com o capítulo 6.2 e 6.3 da norma e com o capítulo 3.5 deste trabalho e (iii) verificação de flechas (ELS), de acordo com o capítulo 7.3 da norma. Estes procedimentos foram implementados na aplicação informática e foram dadas algumas opções ao utilizador de configurar o procedimento. O utilizador pode decidir qual o tipo de verificações que serão efetuadas, mediante a seleção dos esforços a considerar e que verificações quer fazer (resistência, estabilidade ou serviço), além disso a aplicação analisa os esforços e decide se as verificações selecionadas podem ser efetuadas, como por exemplo numa barra à tração não se fará verificação de estabilidade à compressão, ainda que esteja selecionada.

Na verificação da resistência da secção não foram totalmente implementadas algumas

verificações de segurança: resistência à torção, apesar de estar resolvido o modo de obter as tensões (ver capítulo 3.4.6). É necessário implementar as equações das derivadas do ângulo de

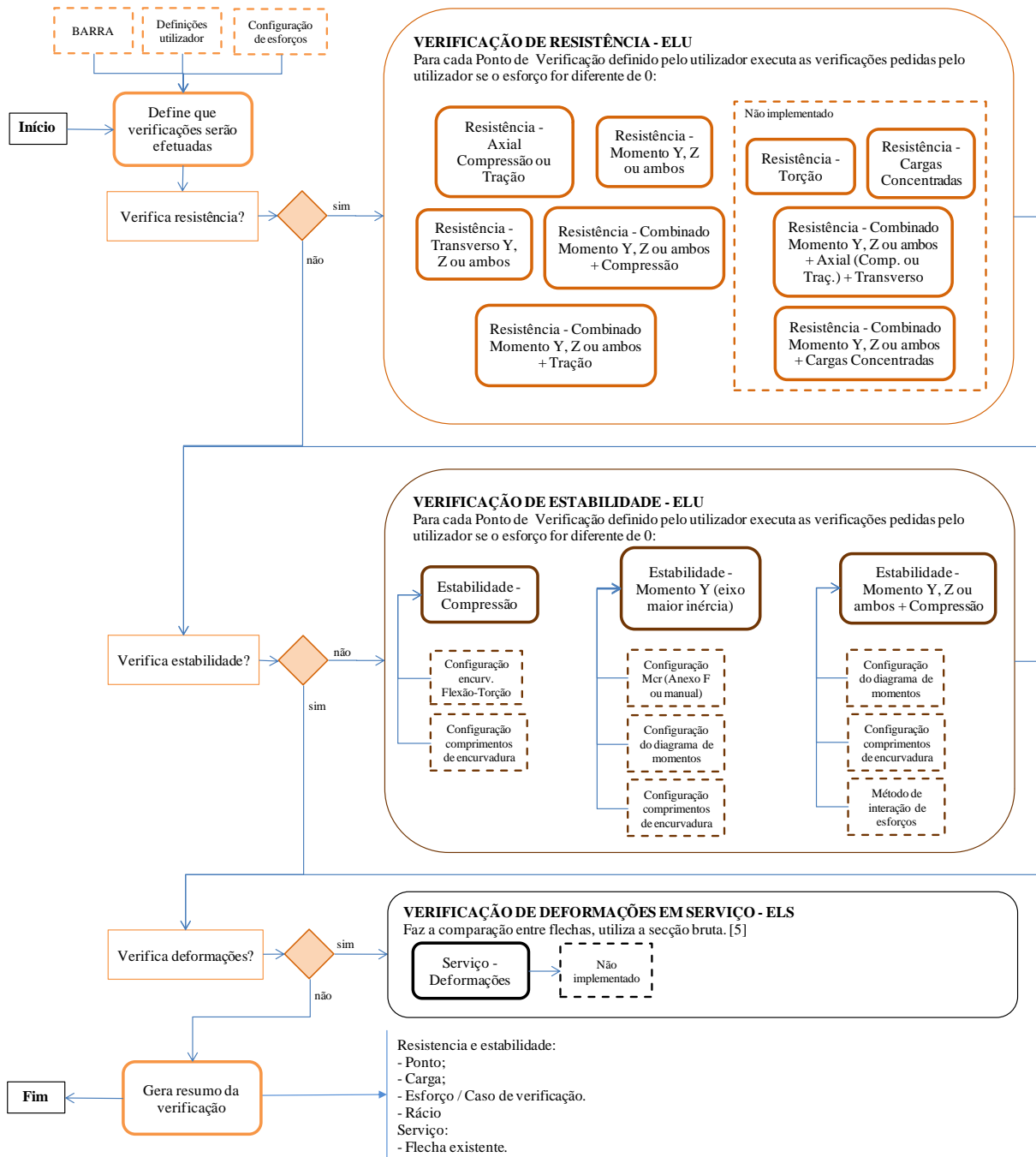


Figura 45 - Diagrama de sequência com procedimento de cálculo das espessuras reduzidas de um elemento.

rotação ϕ para a deformação devido à torção; resistência a cargas concentradas e combinação entre momento e cargas combinadas pela dificuldade em criar o sistema de distâncias e larguras das cargas que são necessárias a esta verificação e por fim a resistência à combinação de esforço de flexão, axial e transverso pela dificuldade em automatizar o cálculo do momento plástico da secção. O resumo do procedimento pode ser visto na figura 45.

Na verificação da estabilidade da barra (ver capítulo 3.5.1) foi implementada a norma na sua

totalidade e divide-se em três verificações de segurança. A verificação de estabilidade devido ao esforço de compressão em que entra as configurações de encurvadura por flexão torção, as configurações de encurvadura e respetivos comprimentos de encurvadura segundo as direções Y e Z conforme definido no *ARSA*. A verificação da estabilidade a momentos (ver capítulo 3.5.2), segundo o eixo de maior inércia, está diretamente ligada ao cálculo do momento crítico da viga. Para o cálculo do momento crítico recorre-se ao método que se encontra em Boissonade *et al.*(2006) [16] mas deixa-se a opção da introdução dos fatores C , k_z e k_w pelo utilizador ou mesmo o valor absoluto do momento crítico, que (ver capítulo 3.5.2.1) tem formas mais precisas de ser calculado. Ainda assim são necessários dados da configuração de encurvadura e respetivos comprimentos de encurvadura em relação às zonas comprimidas da secção e o tipo de diagrama que o momento fletor apresenta.

Para a verificação de segurança à estabilidade de barras comprimidas sujeitas a flexão estão implementados os dois métodos para o cálculo da interação de esforços tal com a fórmula alternativa do ponto 6.2.5 (2) do EC3-1-3. O procedimento de cálculo, apresentado no capítulo 3.5.3, está dependente dos dados sobre a configuração de encurvadura e do diagrama de momento, a seleção do método de interação fica a cargo do utilizador. Podem também ser introduzidos diretamente os valores dos coeficientes de interação k . O procedimento de cálculo inclui a determinação dos valores de resistência característicos da secção $R_{k,Rd}$ caso estes não tenham sido calculados nas verificações de resistência da secção.

A verificação de estados limite de serviço resume-se ao estudo das flechas ativas em relação ao seu limite de acordo com os exemplos apresentados na literatura especializada [5]. Os limites propostos pela norma podem ser encontrados no anexo nacional (NA) do EC3-1-1 versão portuguesa. Na implementação dos métodos para esta verificação de segurança, as flechas são obtidas diretamente a partir das deformações nos pontos mais desfavoráveis das barras que o *ARSA* calcula, para os casos de combinações de serviço (*ELS*).

Todas estas verificações de segurança ao estado limite último são feitas nos pontos de verificação que o utilizador selecionou. Assim, como uma barra pode ter várias verificações de segurança é feito no fim um levantamento da condição mais desfavorável em cada uma das verificações de resistência, estabilidade e de serviço. O resumo de verificação é apresentado ao utilizador, ficando todas as restantes verificações guardadas para no caso de se pretender uma visualização mais detalhada dos resultados.

4.5 Limitações

A total implementação dos pontos do EC3-1-3, EC3-1-5 e EC3-1-1 para perfis enformados a

frio é difícil devido à extensão da norma, mas tentou-se chegar às verificações de segurança que são mais utilizadas dentro do dimensionamento de edifícios correntes. Fazer a transição para a linguagem informática e respetiva implementação também implica em algumas limitações, tal como na interface de utilizador ao nível das opções disponíveis ao utilizador e na apresentação de resultados.

Foram surgindo algumas limitações que não foram resolvidas em tempo útil que são as seguintes (a solução de algumas destas limitações faz parte dos desenvolvimentos futuros):

(i) Interface de utilizador

- Unidades em *SI*: apenas são aceites forças em kN, dimensões em metros (m), momentos em kN.m;
- Edição de valores pelo utilizador: configuração de momentos, configuração de encurvadura e respetivos comprimentos, secção da barra, entre outros que atualmente não podem ser alterados e/ou provêm do *ARSA*.
- Ainda não é possível emitir um relatório de cálculo para um documento escrito.

(ii) Secções

- Implementação de segmentos do tipo “canto” e respetivos métodos para cálculo das propriedades geométricas, apenas está implementado o cálculo de propriedades geométricas de elementos retos, que leva a que as propriedades finais tenham que ser aproximadas para levar em conta os cantos arredondados;
- Atualmente na aplicação apenas se pode utilizar perfis do tipo C. Com os vários tipos de elementos disponíveis podem-se criar uma infinidade de secções, mas apenas se configurou um gerador de secções para o tipo C para se poder proceder a testes em relação ao que existe na literatura, outros tipos podem ser facilmente criados;
- Cálculo de tensões tangenciais e normais devido à torção uniforme e não uniforme;
- Secções duplas;
- Secções fechadas (do tipo tubulares).

(iii) Verificações de segurança do eurocódigo

- Verificação de barras para casos de incêndio;
- Resistência: tensão axial para secções com furos, falta a opção de secções com área inferior à nominal, A_{net} ;
- Resistência: combinação esforços de momento, axial e transversal, devido à dificuldade em generalizar o cálculo de $M_{pl,Rd}$ para secções enformadas a frio e abertas, limita-se o cálculo para secções em que $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{w,Rd}$ (ver capítulo 3.4.9), de acordo com o EC3-1-3;
- Resistência: cargas concentradas;

- Resistência: torção;
- Estabilidade: o cálculo do momento crítico é efetuado pelo método que se encontra em Boissonade et al.(2006) [16], incluindo todas as limitações deste método de estimar o M_{cr} ;
- Serviço: a verificação de flechas de acordo com o limite não está implementada.

Tendo por base o EC3-1-3 e a sua utilização em conjunto com o EC3-1-1 e o EC3-1-5, a tabela C.1 do anexo C faz um resumo do que está atualmente implementado.

4.6 Desenvolvimentos futuros

Os desenvolvimentos futuros passam em grande parte por eliminar grande parte das limitações descritas no capítulo anterior. Além disso pretende-se ampliar e melhorar esta aplicação na sua ligação com o ARSA ou outros programas comerciais de cálculo de estruturas, outras partes do EC3 relacionados com os PEF como, por exemplo, as ligações, e uma melhoria na interface gráfica, na sua utilização e nas opções disponíveis.

Assim, pretende-se atingir os seguintes objetivos:

(i) Interligação com o ARSA ou outros programas:

- Ligação bidirecional com ARSA: possibilidade de alterar definições através da aplicação tal como alterar secções durante as verificações, modificar configurações de encurvadura e outras configurações obtidas pelo ARSA;
- Criar base de dados de secções enformadas a frio de marcas portuguesas a utilizar no ARSA para serem verificadas pela aplicação;
- Permitir a utilização de outros programas de cálculo automático que utilizem a tecnologia COM para API's, um exemplo é o programa SAP2000®;

(ii) Melhoria da implementação do EC3:

- Além da resolução das limitações pretende-se: implementar verificações simplificadas para madres e o cálculo de ligações simples;
- Uma das atualizações que se pretende fazer é a implementação de MFF para cálculo dos modos de instabilidade local, distorcional e global (ver capítulo 3.3.5). O objetivo é utilizar as cargas críticas dos modos locais para cálculo das larguras efetivas e assim levar em conta a rigidez de flexão que a secção transmite a cada placa que a compõe, utilizar as cargas críticas dos modos distorcionais diretamente no método das espessuras reduzidas e assim levar-se em conta a influência da secção na rigidez dos reforços, a influência dos reforços entre si e a eliminação do cálculo de molas de rigidez (K) para cada caso ou tipo de secção com reforços de extremidade. Para verificar os casos de instabilidade global consegue-se resolver um problema do cálculo do momento crítico da secção, o método implementado pode ser

conservador nalguns casos e o inverso noutros, além de ter uma aplicação bastante curta em relação à forma das cargas, diagramas e apoios, assim utilizando o mesmo modelo de *MTF* consegue-se também obter as cargas críticas para os modos globais.

A utilização de *MTF* possibilita também uma maior aproximação com a busca de secções otimizadas, melhor confiança nos resultados obtidos e maior facilidade na utilização e criação de novas secções e sistemas estruturais, que no fundo são a grande vantagem dos *PEF*.

5. Conclusão

Os perfis enformados a frio têm grande potencial de utilização como material de construção para a execução de estruturas em aço que sejam mais leves, otimizadas, seguras e sustentáveis ambientalmente. Os seus inerentes problemas de estabilidade e/ou à dificuldade de aplicação dos regulamentos existentes (questões de conhecimento técnico e científico) são alguns dos motivos de sua baixa utilização relativamente às suas potencialidades de uso. A presente dissertação, a criação de uma aplicação para executar o cálculo automático das rotinas básicas de verificação de segurança deste tipo de secções de acordo com o *EC3*, tenta dar a sua colaboração no sentido de disponibilizar ferramentas de projeto e clarificação do uso das complexas especificações normativas dos *PEFs*.

A aplicação do *EC3*, nomeadamente a sua parte 3, é em suma muito complexa e apenas aplicável em toda a sua extensão a secções vulgares (como *C's* e *Z's*), ainda assim com uma dificuldade acrescida de verificações complementares como a verificação ao esforço de torção, que é muito diferente para secções de classe superior à classe 4 e quase impraticável visto o número de cálculos a executar para dar cumprimento às especificações da norma.

Para tomas em consideração os problemas de instabilidade local e distorcional o *EC3-1-3* recorre ao método das larguras efetivas que apesar de ser virtualmente extensível a todo o tipo de secções torna-se consideravelmente complicado e moroso de aplicar a secções com reforços, sem que o projetista consiga ter sensibilidade sobre os resultados em relação aos fenómenos de instabilidade que os originam. Destaca-se o fato de as paredes das secções serem sempre consideradas simplesmente apoiadas para cálculo das larguras efetivas, o que é conservativo, e o cálculo das tensões críticas de reforços ser baseada num método que, no caso de reforços de extremidade, é limitado a secções de geometria corrente.

O ponto 5.5.1(7) do *EC3-1-3* abre caminho à utilização de resultados de análises lineares de estabilidade em secções de classe 4 o que pode ser uma mais valia para análise de secções com geometrias genéricas e múltiplos reforços aproximando-se assim da norma norte-americana e do método da resistência direta. Apesar de poder facilitar muito a aplicação da norma, a compreensão do fenómeno e a confiança nos resultados, está pouco explicado e desenvolvido, devolvendo ao projetista a responsabilidade pela sua aplicação. Neste campo

destaca-se a possibilidade de utilização de programas para efetuar análises lineares de estabilidade baseados no *MFF*, *MEF* ou *GBT*, facilmente processados pelos computadores atuais, e encontrar as cargas críticas da secção e respetivas tensões críticas de elementos retos e reforços que compõem a secção.

Para a criação de uma aplicação informática capaz de executar todos os procedimentos de verificação do EC3-1-3 foi necessário modelar, estruturar, programar e testar toda a transição entre o eurocódigo e a linguagem de programação. Foi criada uma estrutura de discretização da secção que tem duas funções: (i) o cálculo de propriedades geométricas da secção e (ii) a aplicação do método das larguras efetivas. Optou-se por uma modelo deste tipo porque estão diretamente ligadas, principalmente quando é necessário efetuar iterações à secção efetiva.

A aplicação desenvolvida, *FSS (Formed Steel Structures)*, é uma base eficiente e simples de cálculo de secções efetivas devido ao método utilizado para discretizar a secção. Entretanto, precisa de ser expandida, quer à utilização das tensões críticas calculadas via *ALE* quer à integração com outros programas de cálculo, além da completa implementação do EC3-1-3 e resolução das atuais limitações. Face ao inicialmente proposto acredita-se que foram atingidos os objetivos de compreensão dos fenómenos associados aos *PEF* e de criação de uma aplicação informática funcional para verificar secções de classe 4 segundo o EC3-1-3.

6. Referências

- [1] European Committee for Standardization, CEN: "Eurocode 3 - Design of Steel Structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting", Março 2004, EN 1993-1-3.
- [2] European Committee for Standardization, CEN: "Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements", English Version: EN1993-1-5 (October 2006).
- [3] Norma Portuguesa - "Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", Instituto Português da Qualidade, Março 2010.
- [4] European Committee for Standardization, CEN: "Eurocode 3 - Design of Steel Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", Annex F, ENV 1993-1-1 (1992).
- [5] ECCS Technical Committee 7 – Cold Formed Steel, “Worked Examples according to EN1993-1-3, Eurocode 3, Part 1-3”, ECCS, 2007.
- [6] Veríssimo H., "Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformado a frio de acordo com o Eurocódigo 3" (Dissertação de Mestrado), Instituto Superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa, Outubro 2008.
- [7] Prola, L.C., "Estabilidade Local e Global de elementos estruturais de aço enformado a frio". Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 2001.
- [8] Yu, W.-W., "Cold-Formed Steel Design" (3rd Edition). John Wiley & Sons, New York, 2000.
- [9] Dubina D., Ungureanu V., and Landolfo R., "Design of Cold-Formed Steel Structures" (1st Edition). ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 2012.
- [10] Reis A.J. and D. Camotim, "Estabilidade Estrutural". McGraw-Hill de Portugal, 2000.
- [11] D. Camotim, “CMM Curso de Formação – Projecto em Estruturas de Aço Leve”, apresentação, Fevereiro 2010.
- [12] Lopes, T., Análise Estrutural de Telha de Aço Autoportante. 2014, Instituto Politécnico de Leiria.

-
- [13] Li, Z., Schafer, B.W. (2010) "Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods." Proceedings of the 20th Int'l. Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, MO. November, 2010.
- [14] Generalised Beam Theory Research Group at Lisbon, Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal: <http://www.civil.ist.utl.pt/gbt/> , acessado em Fevereiro 2016.
- [15] AISI, (2004) Supplement 2004 to the North American Specification for the Design of Cold-Formed Structural Members, 2001 Edition: Appendix 1, Design of Cold-Formed Steel Structural Members Using Direct Strength Method. American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., SG05-1.
- [16] Boissonade N, Greiner R, Jaspart JP, Lindner J (2006). "New design rules in EN 1993-1-1 for member stability", ECCS Technical Committee 8 – Structural Stability, P119, ECCS, Brussels.
- [17] Schafer BW (2006). "Designing cold-formed Steel using the Direct Strength Method", Proceeding of 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, FL., U.S.A., October 2006.
- [18] Von Karman T, Sechler EE, Donnell LH (1932). "Strength of thin plates in compression, Trans ASME.
- [19] Trahair NS (1993). "Flexural-torsional buckling of structures", E & FN SPON, London.
- [20] Trahair NS, Bradford MA, Nethercot DA, and Gardner L. "The Behavior and Design of Steel Structures to EC3", Fourth Edition, Taylor & Francis, 2008.
- [21] Boresi, Arthur P.; Schmidt, Richard J. "Advanced Mechanics of Materials (6th Edition)", Wiley, 2003.
- [22] Hibbeler RC, "Resistência dos Materiais (7ª Edição)", Pearson , 2012.
- [23] Hughes AF, Iles DC, Malik AS. "Design of Steel Beams in Torsion" , SCI, publication number: P385, 2011.
- [24] Winter, G.: "Strength of Thin Steel Compression Flanges" (with Appendix), bulletin 35/3, Cornell University Engineering Experiment Station, Ithaca, NY, 1947.
- [25] Pilone D, Pitman N, "UML in a Nutshell", O'Reilly Media, 2005

-
- [26] Microsoft® Developer Network: <https://msdn.microsoft.com/>, acessido no período de Setembro de 2014 a Janeiro de 2016, temas: linguagem “vb.NET” e “programação por objectos”.
- [27] Pacote SDK do Autodesk® Robot Structural Analysis®: Tutoriais e manuais de desenvolvimento API.
- [28] Cheung Y. K. and B. G. Neal. “Finite Strip Method in Structural Analysis”, Elsevier Ltd, 1976.
- [29] THIN-WALL. “Cross-Section Analysis, Finite Strip Analysis, and Direct Strength Design of Thin-Walled Structures”, University of Sydney. www.civil.usyd.edu.au/case/thinwall.php.
- [30] Schafer BW, et al. Computational modeling of cold-formed steel. Thin Walled Struct (2010), doi:10.1016/j.tws.2010.04.008 .
- [31] Kwon Y, Hancock GJ. “Post-buckling analysis of thin-walled channel sections undergoing local and distortional buckling”, Computer & Structures, 1993;49(3):507–16.
- [32] Martins A. D., Camotim D., Dinis P. B., Young B. ”Local–Distortional Interaction in Cold-formed Steel Columns: Mechanics, Testing, Numerical Simulation and Design”, Elsevier “Structures”, 2015, p38-57.
- [33] Dinis P. B., Camotim D., Silvestre N., “FEM-based analysis of the local-plate/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel columns”, Elsevier, “Computers & Structures”, 2007, p1461-1474.
- [34] Simulia Inc. ABAQUS Standard, <http://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus/>, acessido em Junho de 2016.
- [35] Stabile®, <http://www.stabile.com.br/index-programas.php> acessido em Junho de 2016.
- [36] Schafer B.W., Pekoz T., “Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses”, Elsevier, Journal of Constructional Steel Research 47 (1998), p193–210.
- [37] Schafer B.W., Li Z., Moen C.D., “Computational modeling of cold-formed Steel”, Elsevier, Thin-Walled Structures, 2010.
- [38] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR-14762 “Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Enformados a Frio”, 2001.

- [39] Vila Real P.M.M. *et al.*: “Towards a consistent safety format of steel beam-columns: application of the new interaction formulae for ambient temperature to elevated temperatures”, *Steel and Composite Structures*, Vol. 3, No. 6 (2003) 383-401.

7. Anexos

7.1 Anexo A - Propriedades geométricas de secções - elementos retos

Baseado no método proposto pelo eurocódigo [1], e transcrevendo uma grande parte das equações apresentadas em [6], apresenta-se o formulário para o cálculo das propriedades geométricas de uma secção aberta de paredes finas composta por elementos retos de espessura constante (como exemplifica a figura A.1).

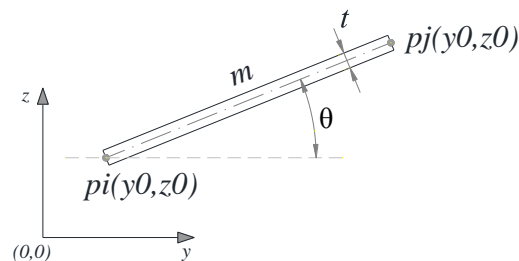


Figura A.1 - Elemento genérico m

(i) **Ângulo positivo θ do elemento m com a horizontal**

$$\Delta y_{0,m} = y_{0,j,m} - y_{0,i,m} \quad (127)$$

$$\Delta z_{0,m} = z_{0,j,m} - z_{0,i,m} \quad (128)$$

$$\theta = \begin{cases} 0^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} > 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} = 0 \\ \arctan\left(\frac{\Delta z_{0,m}}{\Delta y_{0,m}}\right) & \text{se } \Delta y_{0,m} > 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} > 0 \\ 90^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} = 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} > 0 \\ \arctan\left(\frac{\Delta z_{0,m}}{\Delta y_{0,m}}\right) + 180^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} < 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} > 0 \\ 180^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} < 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} = 0 \\ \arctan\left(\frac{\Delta z_{0,m}}{\Delta y_{0,m}}\right) + 180^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} < 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} < 0 \\ 270^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} = 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} < 0 \\ \arctan\left(\frac{\Delta z_{0,m}}{\Delta y_{0,m}}\right) + 360^\circ & \text{se } \Delta y_{0,m} > 0 \text{ e } \Delta z_{0,m} < 0 \end{cases} \quad (129)$$

(ii) **Comprimento do elemento m**

$$s_m = \sqrt{\Delta y_{0,m}^2 + \Delta z_{0,m}^2} \quad (130)$$

(iii) **Área da secção**

t_m – Espessura do elemento m .

$$A_m = s_m \cdot t_m \quad (131)$$

$$A = \sum_m A_m \quad (132)$$

(iv) Centro gravidade do elemento m

$$y_{0, cg, m} = \frac{\Delta y_{0, m}}{2} \quad (133)$$

$$z_{0, cg, m} = \frac{\Delta z_{0, m}}{2} \quad (134)$$

(v) Momento estático do elemento m em torno de y_0 relação à origem $O_{(0,0)}$

$$S_{y_0, m} = A_m \cdot z_{0, cg, m} \quad (135)$$

$$S_{y_0} = \sum_m S_{y_0, m} \quad (136)$$

(vi) Momento estático do elemento m em torno de z_0 relação à origem $O_{(0,0)}$

$$S_{z_0, m} = A_m \cdot y_{0, cg, m} \quad (137)$$

$$S_{z_0} = \sum_m S_{z_0, m} \quad (138)$$

(vii) Centro de gravidade da secção em relação à origem $O_{(0,0)}$

$$y_{0, cg} = \frac{S_{z_0}}{A} \quad (139)$$

$$z_{0, cg} = \frac{S_{y_0}}{A} \quad (140)$$

(viii) Coordenadas dos pontos p no centro de gravidade da secção, paralelo a (y_0, z_0)

$$y_{cg, p} = y_{0, p} - y_{0, cg} \quad (141)$$

$$z_{cg, p} = z_{0, p} - z_{0, cg} \quad (142)$$

$$\Delta y_{cg, m} = y_{cg, j, m} - y_{cg, i, m} \quad (143)$$

$$\Delta z_{cg, m} = z_{cg, j, m} - z_{cg, i, m} \quad (144)$$

$$y_{cg, m} = \frac{\Delta y_{cg, m}}{2} \quad (145)$$

$$z_{cg, m} = \frac{\Delta z_{cg, m}}{2} \quad (146)$$

(ix) Inércia do elemento m no seu centro de gravidade, paralelo à sua linha média

$$I_{y\theta, m} = \frac{t_m \cdot s_m^3}{12} \quad (147)$$

$$I_{z\theta, m} = \frac{t_m^3 \cdot s_m}{12} \quad (148)$$

(x) Inércia da secção em torno de y no seu centro de gravidade, paralelo a (y_0, z_0)

$$I_{y0,m} = I_{y\theta,m} \cdot \sin^2(\theta_m) + I_{z\theta,m} \cdot \cos^2(\theta_m) + A_m \cdot z_{0,cg,m}^2 \quad (149)$$

$$I_{y0} = \sum_m I_{y0,m} \quad (150)$$

$$I_y = I_{y0} - A \cdot z_{0,cg}^2 \quad (151)$$

(xi) Inércia da secção em torno de z no seu centro de gravidade, paralelo a (y₀,z₀)

$$I_{z0,m} = I_{z\theta,m} \cdot \sin^2(\theta_m) + I_{y\theta,m} \cdot \cos^2(\theta_m) + A_m \cdot y_{0,cg,m}^2 \quad (152)$$

$$I_{z0} = \sum_m I_{z0,m} \quad (153)$$

$$I_z = I_{z0} - A \cdot y_{0,cg}^2 \quad (154)$$

(xii) Inércia da secção em torno de yz no seu centro de gravidade, paralelo a (y₀,z₀)

$$I_{yz0,m} = \frac{1}{2} \cdot (I_{y\theta,m} - I_{z\theta,m}) \cdot \sin(2 \cdot \theta_m) + \frac{(s_{y0,m} \cdot s_{z0,m})}{A_m} \quad (155)$$

$$I_{yz0} = \sum_m I_{yz0,m} \quad (156)$$

$$I_{yz} = I_{yz0} - \frac{(s_{y0} \cdot s_{z0})}{A} \quad (157)$$

(xiii) Ângulo e eixos principais de inércia da secção I_u e I_v

$$\beta = \begin{cases} 0^\circ & \text{se } (I_z - I_y) > 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) = 0 \\ \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2 \cdot I_{yz}}{I_z - I_y}\right) & \text{se } (I_z - I_y) > 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) > 0 \\ 45^\circ & \text{se } (I_z - I_y) = 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) > 0 \\ \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2 \cdot I_{yz}}{I_z - I_y}\right) & \text{se } (I_z - I_y) < 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) > 0 \\ 0^\circ & \text{se } (I_z - I_y) < 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) = 0 \\ \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2 \cdot I_{yz}}{I_z - I_y}\right) & \text{se } (I_z - I_y) < 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) < 0 \\ -45^\circ & \text{se } (I_z - I_y) = 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) < 0 \\ \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2 \cdot I_{yz}}{I_z - I_y}\right) & \text{se } (I_z - I_y) > 0 \text{ e } (2 \cdot I_{yz}) < 0 \end{cases} \quad (158)$$

$$I_u = \frac{1}{2} \cdot \left[I_y + I_z + \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \cdot I_{yz}^2} \right] \quad (159)$$

$$I_v = \frac{1}{2} \cdot \left[I_y + I_z - \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \cdot I_{yz}^2} \right] \quad (160)$$

(xiv) Inércia de torção Saint-Venant da secção

$$I_{t,m} = \frac{A_m \cdot t_m^2}{3} \quad (161)$$

$$I_t = \sum_m I_{t,m} \quad (162)$$

$$W_t = \frac{I_t}{\min(t_m)} \quad (163)$$

(xv) Coordenadas sectoriais

$$\omega_{0,m} = -(y_{cg,i,m} \cdot z_{cg,j,m} - y_{cg,j,m} \cdot z_{cg,i,m}) \quad (164)$$

$$\omega_{i,m=1} = 0 \quad (165)$$

$$\omega_{i,m>1} = \omega_{j,m-1} \quad (166)$$

$$\omega_{j,m} = \omega_{i,m} + \omega_{0,m} \quad (167)$$

(xvi) Coordenadas sectoriais médias

$$S_{0\omega,m} = \frac{(\omega_{i,m} + \omega_{j,m}) \cdot A_m}{2} \quad (168)$$

$$S_{0\omega} = \sum_m S_{0\omega,m} \quad (169)$$

$$\omega_{mean} = \frac{I_\omega}{A} \quad (170)$$

(xvii) Constantes sectoriais

$$I_{y\omega 0,m} = \frac{(2 \cdot y_{cg,i,m} \cdot \omega_{i,m} + 2 \cdot y_{cg,j,m} \cdot \omega_{j,m} + y_{cg,i,m} \cdot \omega_{j,m} + y_{cg,j,m} \cdot \omega_{i,m}) \cdot A_m}{6} \quad (171)$$

$$I_{y\omega 0} = \sum_m I_{y\omega 0,m} \quad (172)$$

$$I_{y\omega} = I_{y\omega 0} - \frac{S_{z0} \cdot S_{0\omega}}{A} \quad (173)$$

$$I_{z\omega 0,m} = \frac{(2 \cdot z_{cg,i,m} \cdot \omega_{i,m} + 2 \cdot z_{cg,j,m} \cdot \omega_{j,m} + z_{cg,i,m} \cdot \omega_{j,m} + z_{cg,j,m} \cdot \omega_{i,m}) \cdot A_m}{6} \quad (174)$$

$$I_{z\omega 0} = \sum_m I_{z\omega 0,m} \quad (175)$$

$$I_{z\omega} = I_{z\omega 0} - \frac{S_{y0} \cdot S_{0\omega}}{A} \quad (176)$$

$$I_{\omega\omega 0,m} = \frac{(\omega_{j,m}^2 + \omega_{i,m}^2 + \omega_{j,m} \cdot \omega_{i,m}) \cdot A_m}{3} \quad (177)$$

$$I_{\omega\omega 0} = \sum_m I_{\omega\omega 0,m} \quad (178)$$

$$I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega 0} - \frac{S_{0\omega}^2}{A} \quad (179)$$

(xviii) Coordenadas do centro de corte na origem $O_{(0,0)}$ e centro de gravidade da secção, paralelo a (y_0, z_0)

$$y_{0,cc} = -\frac{I_{z\omega} \cdot I_z - I_{y\omega} \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \quad (180)$$

$$z_{0,cc} = -\frac{I_{y\omega} \cdot I_y - I_{z\omega} \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \quad (181)$$

$$y_{cg,cc} = y_{0,cc} - y_{0,cg} \quad (182)$$

$$z_{cg,cc} = z_{0,cc} - z_{0,cg} \quad (183)$$

(xix) Constante de empenamento da secção

$$I_w = I_{\omega\omega} - z_{0,cc} \cdot I_{y\omega} + y_{0,cc} \cdot I_{z\omega} \quad (184)$$

(xx) Coordenadas sectoriais do ponto p em relação ao centro de corte

$$\omega_{cc,p} = \omega_p - \omega_{mean} - z_{0,cc} \cdot (y_{0,p} - y_{0,cg}) - y_{0,cc} \cdot (z_{0,p} - z_{0,cg}) \quad (185)$$

$$\omega_{m\acute{a}x} = \max_p (|\omega_{cc,p}|) \quad (186)$$

$$W_w = \frac{I_w}{\omega_{m\acute{a}x}} \quad (187)$$

(xxi) Coordenadas dos pontos p do elemento m segundo os eixos principais de inércia u e v , no centro de gravidade

$$u_{cg,p} = y_{cg,p} \cdot \cos(\beta) + z_{cg,p} \cdot \sin(\beta) \quad (188)$$

$$v_{cg,p} = -y_{cg,p} \cdot \sin(\beta) + z_{cg,p} \cdot \cos(\beta) \quad (189)$$

$$u_{cg,m} = \frac{u_{cg,j,m} + u_{cg,i,m}}{2} \quad (190)$$

$$v_{cg,m} = \frac{v_{cg,j,m} + v_{cg,i,m}}{2} \quad (191)$$

(xxii) Momento de inércia polar da secção em relação ao centro de corte

$$I_p = I_y + I_z + A \cdot (y_{cg,cc}^2 + z_{cg,cc}^2) \quad (192)$$

(xxiii) Fatores de assimetria u_j e v_j em relação ao centro de corte na direção dos eixos principais de inércia

$$y_{c,m} = y_{0,cg,m} - y_{0,cg} \quad (193)$$

$$z_{c,m} = z_{0,cg,m} - z_{0,cg} \quad (194)$$

$$y_j = y_{cg,cc} - \frac{0,5}{I_z} \cdot \sum_m \left[(y_{c,m})^3 + y_{c,m} \cdot \left[\frac{(\Delta y_{cg,m})^2}{4} + (z_{c,m})^2 + \frac{(\Delta z_{cg,m})^2}{12} \right] + \frac{z_{c,m} \cdot \Delta z_{cg,m} \cdot \Delta y_{cg,m}}{6} \right] \cdot A_m \quad (195)$$

$$z_j = z_{cg,cc} - \frac{0,5}{I_y} \cdot \sum_m \left[(z_{c,m})^3 + z_{c,m} \cdot \left[\frac{(\Delta z_{cg,m})^2}{4} + (y_{c,m})^2 + \frac{(\Delta y_{cg,m})^2}{12} \right] + \frac{y_{c,m} \cdot \Delta y_{cg,m} \cdot \Delta z_{cg,m}}{6} \right] \cdot A_m \quad (196)$$

(xxiv) Módulo de elasticidade segundo os eixos principais de inércia u e v

$$W^u = \frac{I_u}{v_{m\acute{a}x}} \quad (197)$$

$$W^v = \frac{I_v}{u_{m\acute{a}x}} \quad (198)$$

(xxv) Raio de giração polar e segundo os eixos y e z

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{br}}} \quad (199)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{br}}} \quad (200)$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_{cg,cc}^2 + z_{cg,cc}^2 \quad (201)$$

7.2 Anexo B – Diagramas UML

Como resultado da modelação da aplicação por objetos, utilizando uma linguagem *UML*, criaram-se vários diagramas de classes que mostram a organização interna de objetos (e a relação entre eles), de dados e os métodos e funções criados para os modificar. Os diagramas seguintes (figuras B.1 a B.8) fazem parte de um diagrama geral e foram separados com vista a melhor percepção e leitura.

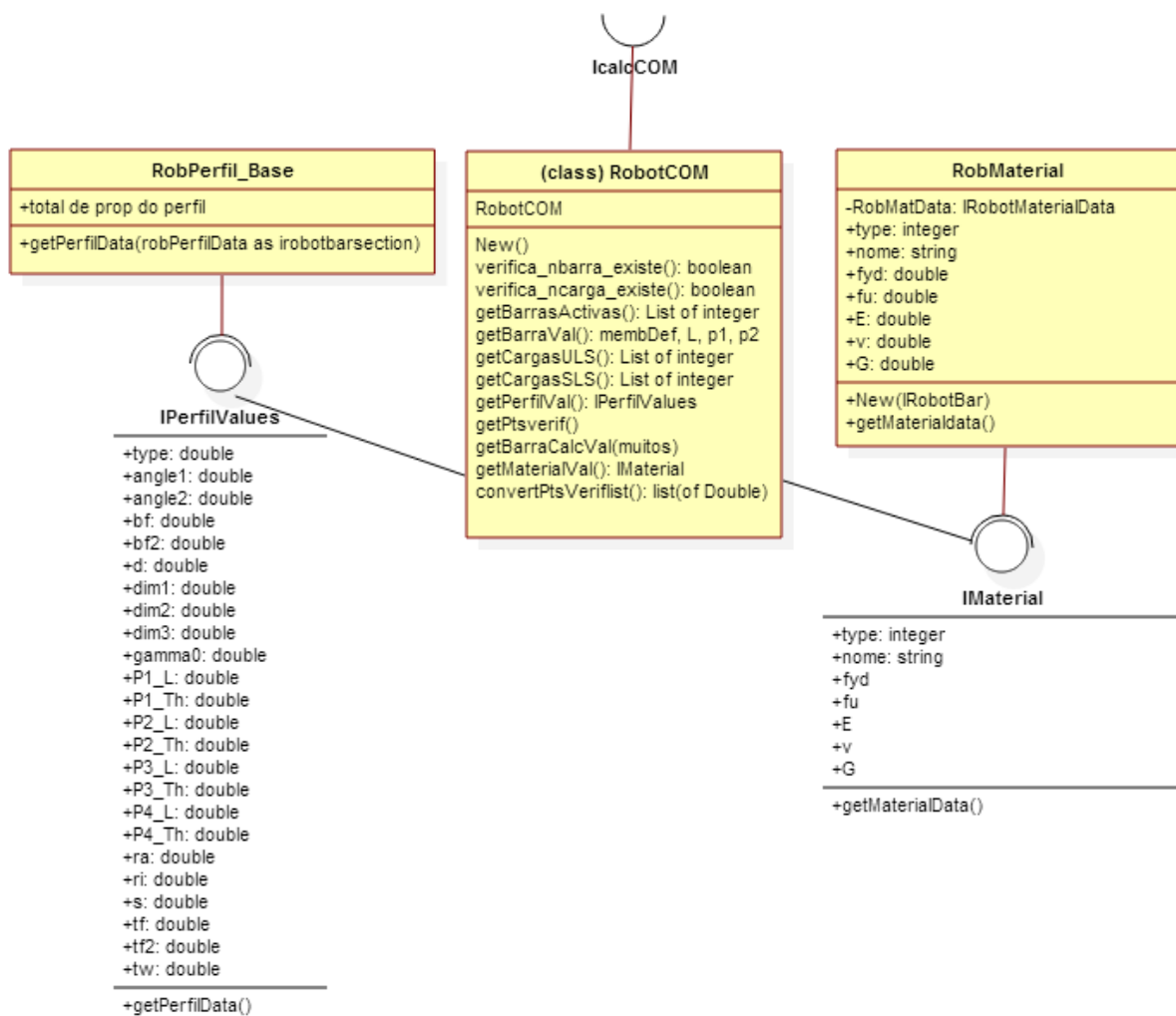


Figura B.1 -Interface de comunicação FSS-ARSA

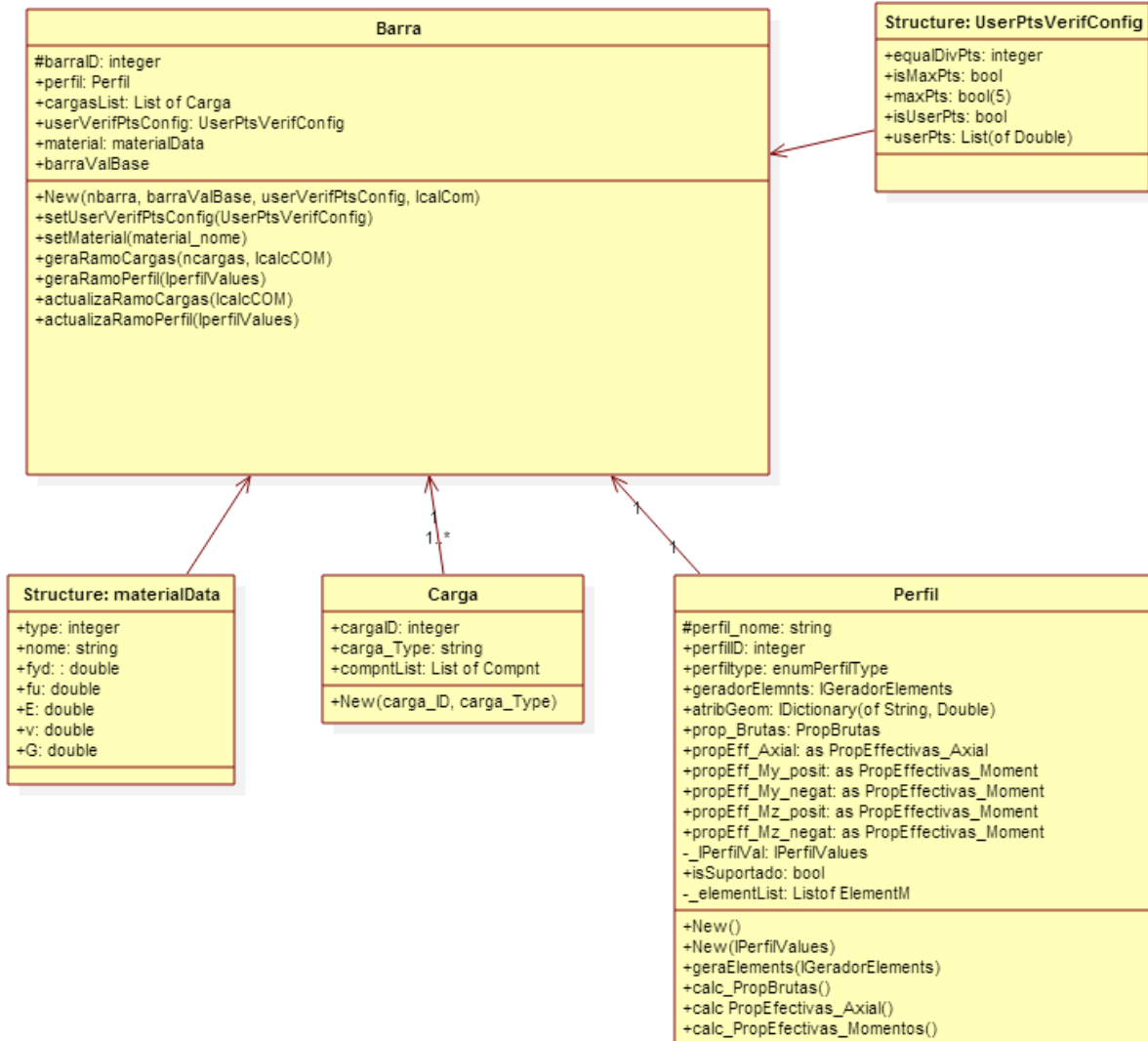


Figura B.2 -Objeto “Barra” e relação com os objetos integrantes “Material”, “Carga” e “Perfil”.

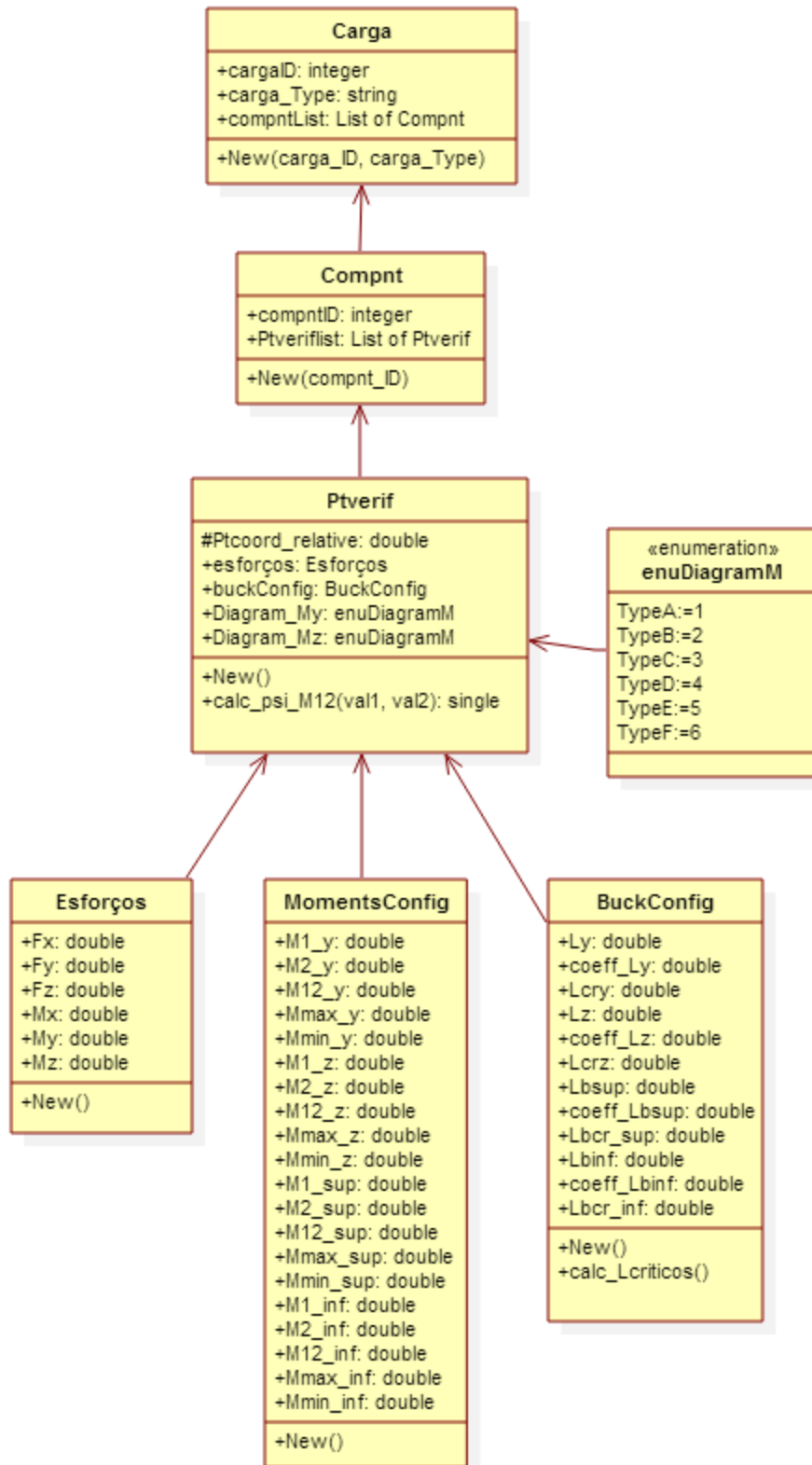


Figura B.3 -Ramificação inferior do objeto “Carga”.

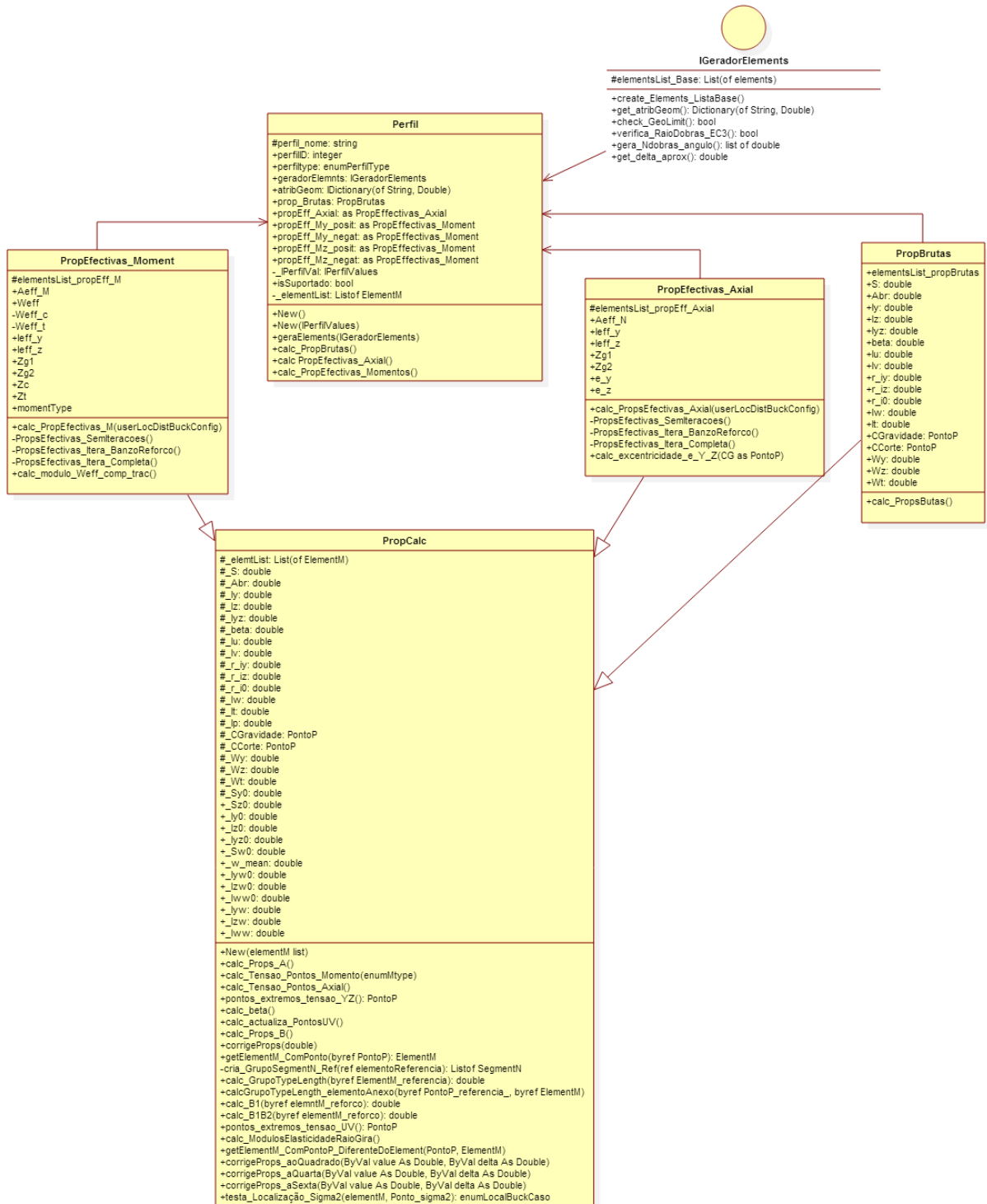


Figura B.4 -Ramificação inferior do objeto “Perfil”.

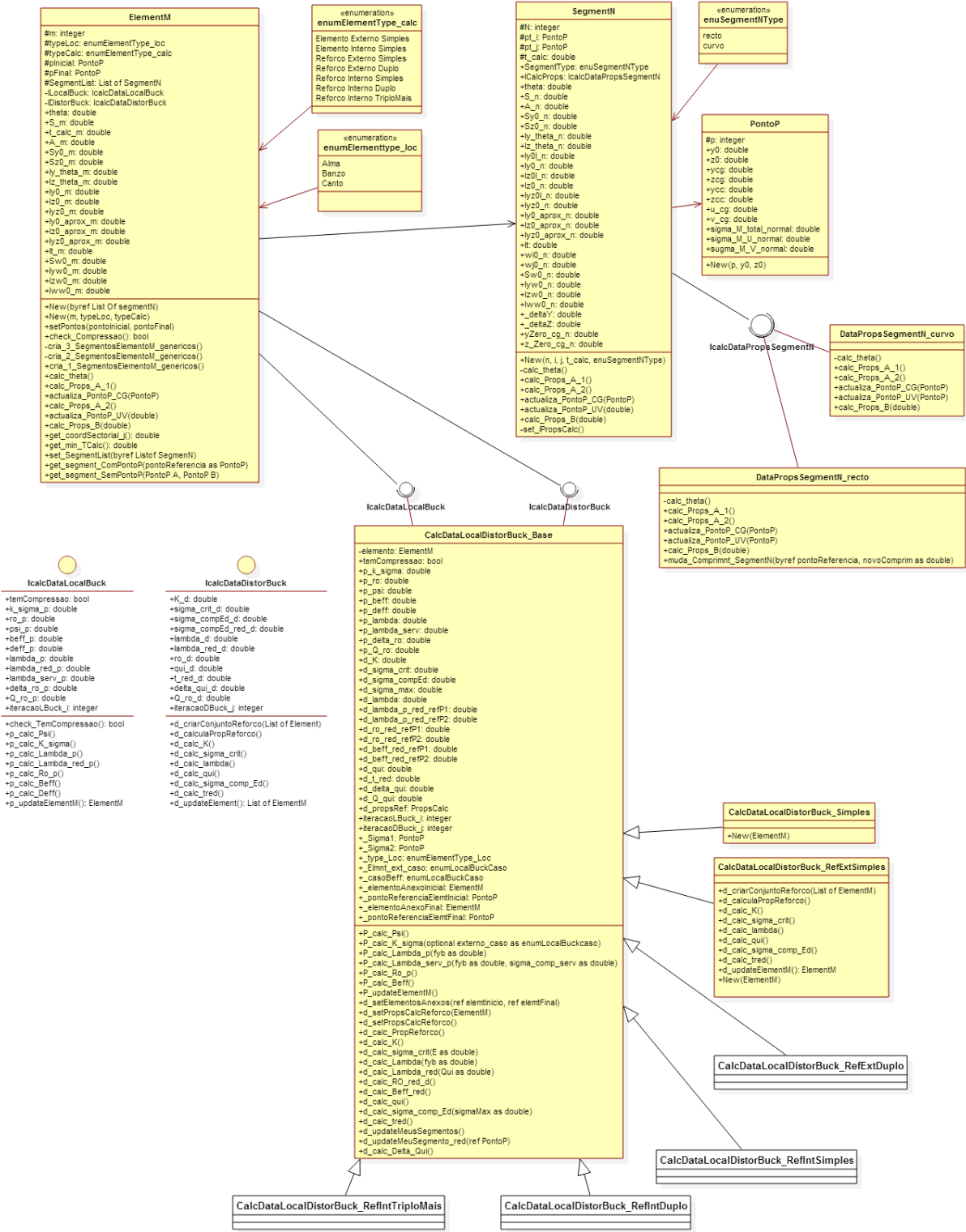


Figura B.5 -Estrutura do conjunto “Elemento”, “Segmento” e “PontoP”, e classes de cálculo das larguras efetivas/espessuras reduzidas.

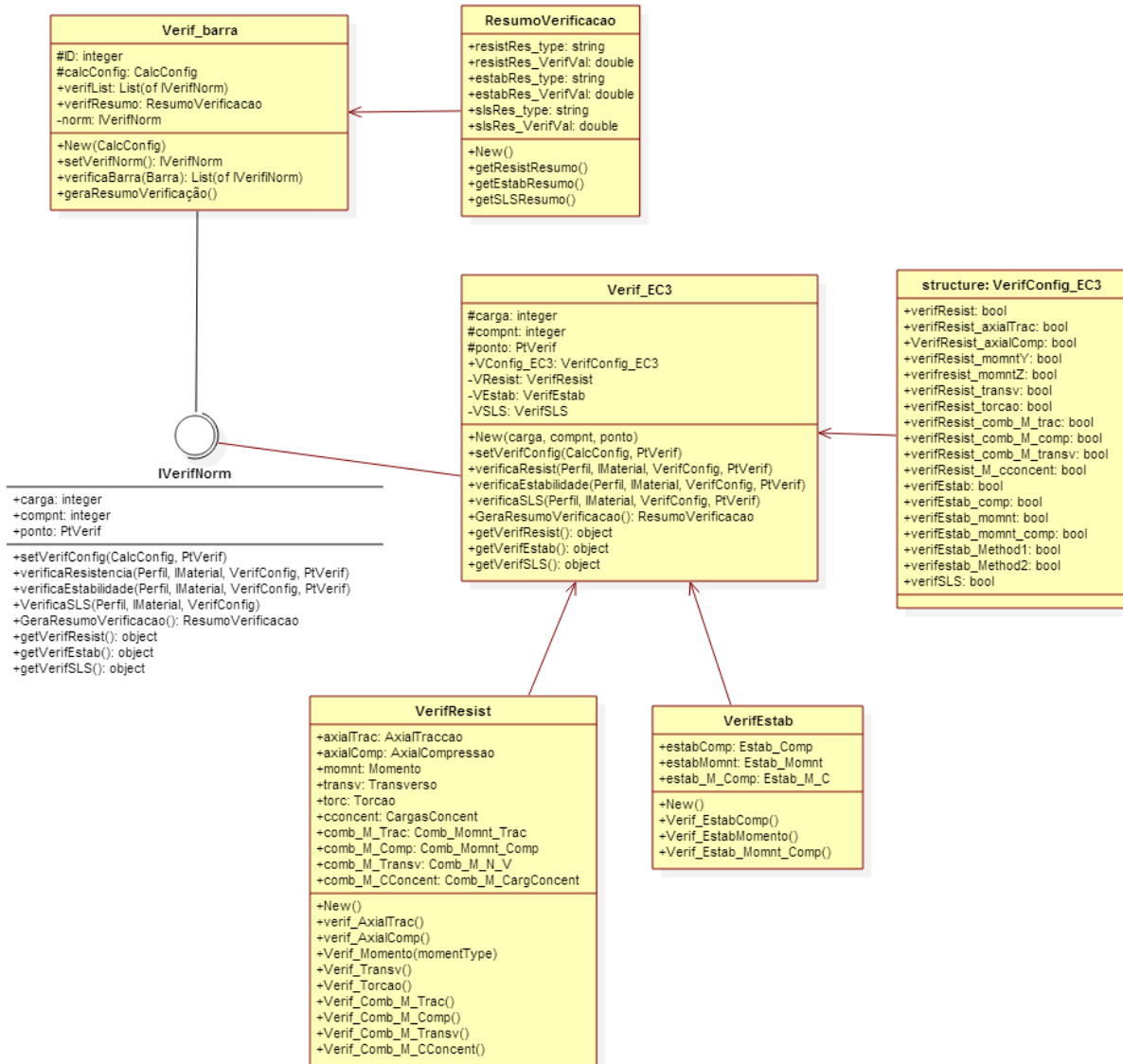


Figura B.6 -Estrutura do conjunto “Verificação Barra” e implementação das verificações do EC3.

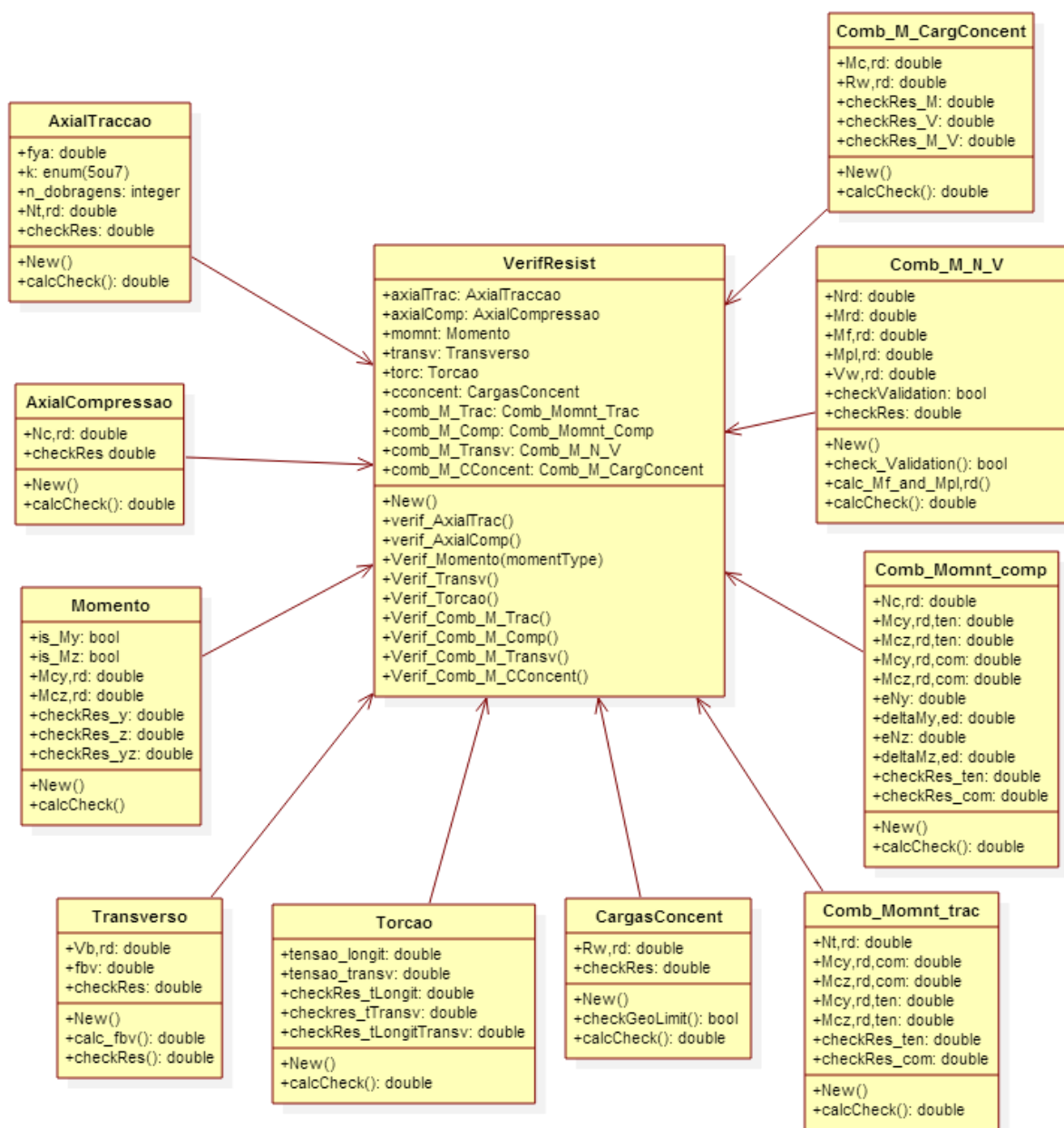


Figura B.7 -Ramificação do objeto “Verificação de Resistência”.

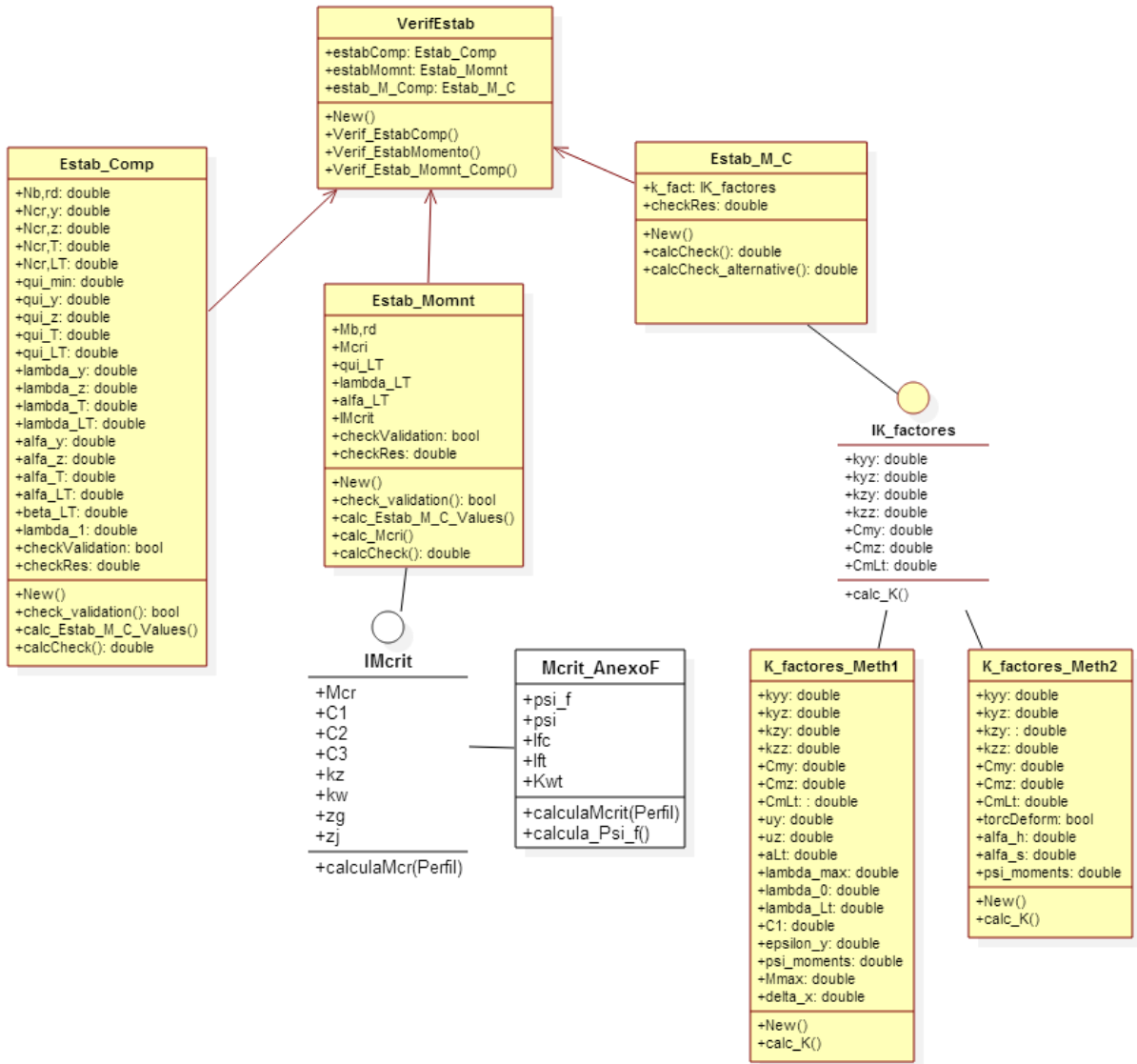


Figura B.8 -Ramificação do objeto “Verificação de Estabilidade”.

7.3 Anexo C – Manual de utilizador da aplicação

A aplicação *FSS (Formed Steel Structures)* é utilizada para fazer a verificação de perfis enformados a frio de classe 4 de acordo com a EN1993-1-3 (EC3-1-3), em conjunto com a EN1993-1-1 e EN1993-1-5.

7.3.1 Requisitos e limitações

Foi criada e testada em ambiente *Windows* e está preparada para funcionar com o *Windows®* 7 ou 8 e com a versão 2014 profissional do *ARSA*, não tendo sido testada noutros ambientes. É utilizada em conjunto com um programa de cálculo que atualmente é o *ARSA*. Para o seu correto funcionamento é necessário que as seguintes configurações do *ARSA* estejam ativas:

- Unidades força em kN;
- Dimensões em metros (m);
- Momentos em kN.m;
- Material do tipo “Aço”;
- Norma de verificação secções metálicas: EN 1993-1:2005/AC:2009.

Na versão apresentada apenas é possível fazer a verificação de secções do tipo C (tipo 1005 do *ARSA*), além desta limitação não estão implementadas todas as verificações de segurança que o EC3-1-3 requer. O resumo dos itens da norma que estão implementados é apresentado na tabela C.1.

Tabela C.1 - Lista dos capítulos do EC3-1-3 implementados na aplicação informática FSS.

Capítulo EN1993-1-3	Implementado	Não implementado	Implementado em parte	Não aplicável	Observações
1				x	
2	x				
3.1	x				
3.2.1		x			Alteração de materiais é efetuada no ARSA
3.2.2			x		Exceto (6)
3.2.3		x			
3.2.4	x				
3.3				x	
4				x	
5.1	x				
5.2	x				
5.3	x				
5.4		x			
5.5.1			x		Exceto: (4) (6) e (7)
5.5.2	x				

Capítulo EN1993-1-3	Implementado	Não implementado	Implementado em parte	Não aplicável	Observações
5.5.3.1	x				
5.5.3.2	x				
5.5.3.3	x				
5.5.3.4		x			
5.6				x	
6.1.1	x				
6.1.2	x				
6.1.3	x				
6.1.4.1	x				
6.1.4.2		x			
6.1.4.3		x			
6.1.5	x				
6.1.6		x			
6.1.7		x			
6.1.8	x				
6.1.9	x				
6.1.10		x			
6.1.11		x			
6.2.1	x				
6.2.2			x		Exceto: (3)
6.2.3	x				
6.2.4	x				Mcr pelo AnexoF EN1993-1-1
6.2.5	x				Ambos os métodos e fórmula alternativa
7.1		x			
7.2		x			
7.3		x			
8				x	
9				x	
10				x	

Pode-se adicionar um atalho diretamente no ARSA diretamente ao ficheiro executável da aplicação, ficando assim a funcionar como um “add-in” como exemplifica a figura C.1.

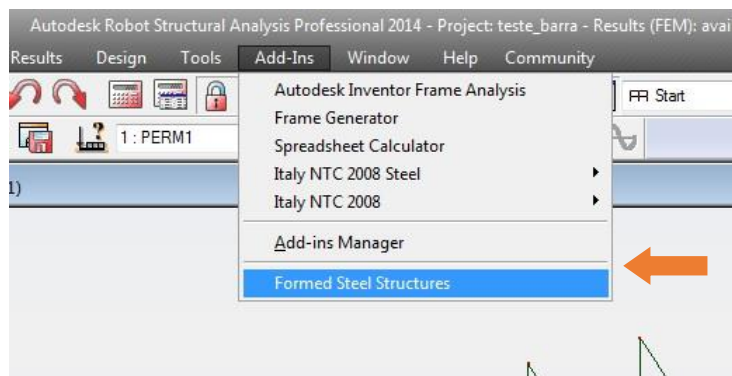


Figura C.1 - Adição da aplicação á lista de “add-ins” do ARSA.

É de salientar que a aplicação apenas funciona quando o ARSA se encontra a funcionar e com um projeto aberto.

7.3.2 Organização da interface de utilizador

A aplicação tem uma interface com 4 áreas distintas, botões de escolha da função (seleção, verificação ou emissão de relatórios), configuração, lista de barras e propriedades relacionadas. A figura C.2 mostra a janela inicial da aplicação, já com barras carregadas do ARSA, com as áreas identificadas por números.

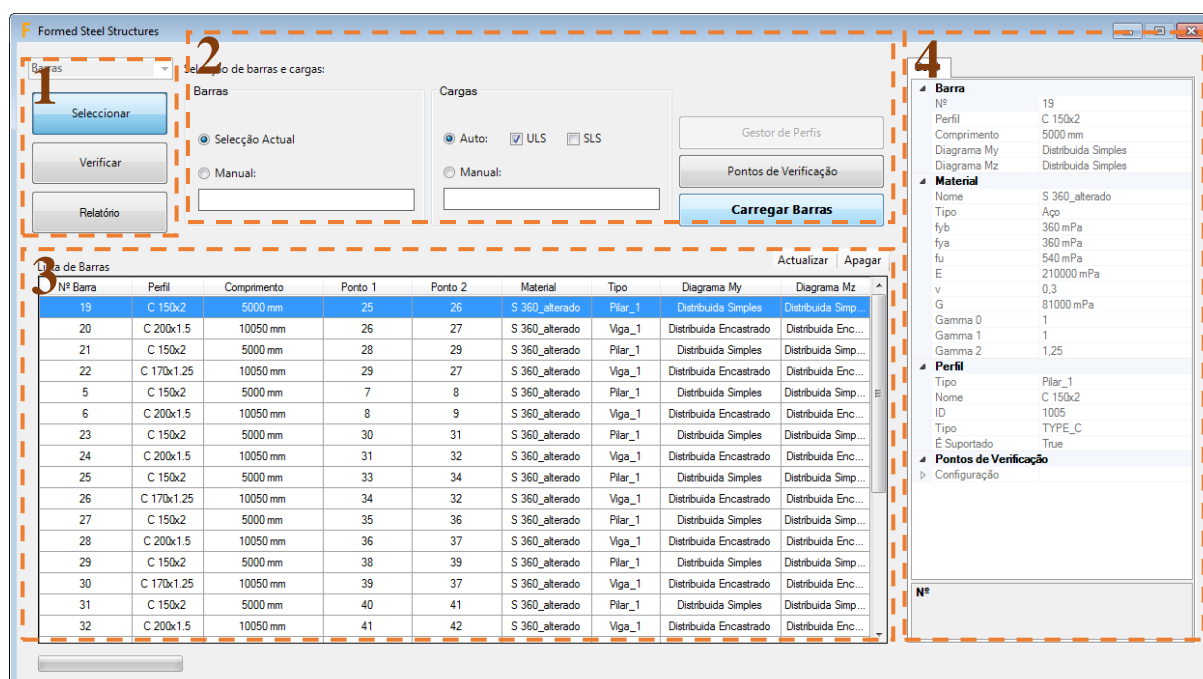


Figura C.2 - Janela principal, seleção de barras

(i) Área 1 – Selecionar/Verificar/Relatório

Refere-se à seleção da função que se pretende, sendo os três modos sequenciais. Apenas se consegue utilizar/configurar a função seguinte quando a anterior foi completa. Só se consegue verificar barras depois de ter barras carregadas, e só se consegue emitir relatórios depois de se ter executado as verificações de segurança.

(ii) Área 2 – Configurações da função atual

Aqui configura-se o programa para o que se pretende fazer, de acordo com a função selecionada, na área 1, os menus e opções vão mudando.

(iii) Área 3 – Lista de Barras

É a onde se apresenta a lista das barras que estão atualmente carregadas pelo programa,

conforme a função atual a informação apresentada sobre as barras vai mudando. Pode-se atualizar a apagar barras, tal como selecionar que barra se pretende ver mais informação na área 4.

(iv) Área 4 – Propriedades da barra selecionada

As propriedades detalhadas da barra selecionada são visualizadas nesta área. Podem-se visualizar também configurações de cálculo que a barra tem. Atualmente apenas permite a visualização de informação mas pretende-se que certos valores e configurações sejam alterados diretamente neste painel de propriedades. Conforme o utilizador muda a função atual, a informação apresentada também muda.

7.3.3 Seleção de barras

Quando ativado o botão “Selecionar” o seguinte menu fica visível, é aqui que se seleciona as barras e cargas que se quer incluir nas verificações de segurança (ver figura C.3).

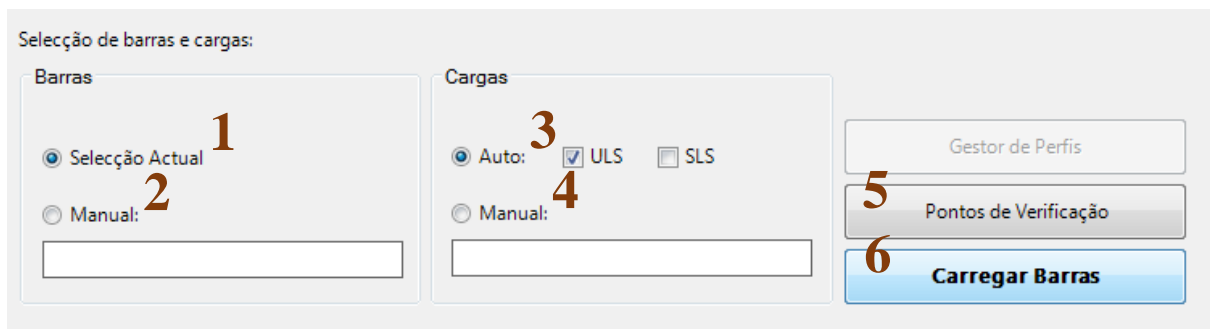


Figura C.3 - Menu selecionar

De acordo com a figura C.3:

1. Escolhe-se as barras que se encontram selecionadas no ARSA para serem carregadas.
2. Introduce-se manualmente os números das barras pretendidos separados por um espaço, p.ex. “ 1 2 5 23 45”. Caso uma destas barras não exista é eliminada automaticamente.
3. Seleciona-se as cargas a considerar, automaticamente seleciona cargas do tipo “Estado Limite Último”(ULS) ou/e “Estado Limite de Serviço”(ELS), que podem ser estar agrupadas ou como combinações individuais. Quando existem cargas agrupadas o programa recolhe também a informação individualizada das componentes que compõem esse caso de carga.
4. Da mesma forma que o ponto 2).
5. O utilizador deve selecionar os pontos da barra onde pretende que sejam efetuadas as verificações de segurança (figura C.4):

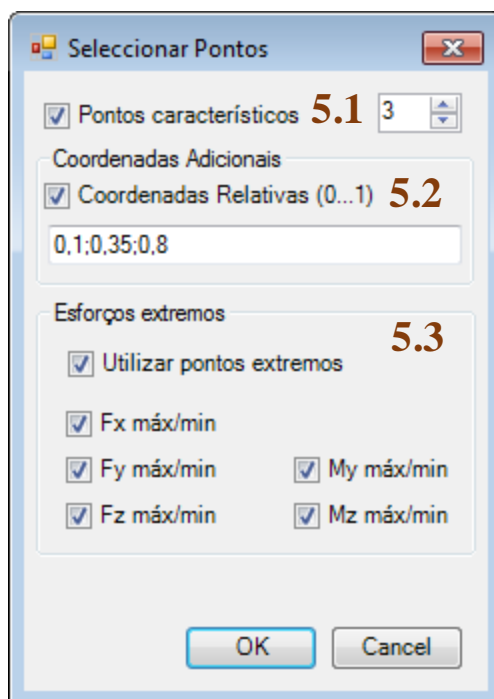


Figura C.4 - Seleção de pontos de verificação.

- 5.1. Pontos de divisão da barra, por definição são 3 divisões, que correspondem aos pontos de início, meio e fim da barra. O valor mínimo é 2. Esta opção está selecionada por definição.
 - 5.2. Coordenadas relativas a introduzir pelo utilizador, podem variar entre 0 e 1 e na sua introdução os valores são separados por um “;”, de acordo com a figura C.4.
 - 5.3. Seleção de pontos onde os esforços são máximos (+) ou mínimos (-), automaticamente o programa recolhe os pontos onde existem extremos dos esforços selecionados.
6. O botão que dá início à recolha de dados do ARSA, preenchimento da lista de barras e do painel de propriedades. No fim do procedimento de carregamento das barras o programa está pronto para passar à função de verificação de barras.

7.3.3.1 Lista de barras

A lista de barras apresenta a informação base sobre as barras disponíveis, sendo que atualmente não é possível fazer nenhuma edição ou alteração aos valores apresentados. A figura C.5 mostra uma lista de barras e a respetiva informação sobre cada barra.

Lista de Barras								Actualizar	Apagar
Nº Barra	Perfil	Comprimento	Ponto 1	Ponto 2	Material	Tipo	Diagrama My	Diagrama Mz	
21	C 150x2	5000 mm	28	29	S 360_alterado	Pilar_1	Distribuida Simples	Distribuida Simpl...	
22	C 170x1.25	10050 mm	29	27	S 360_alterado	Viga_1	Distribuida Encastrado	Distribuida Enca...	
25	C 150x2	5000 mm	33	34	S 360_alterado	Pilar_1	Distribuida Simples	Distribuida Simpl...	
26	C 170x1.25	10050 mm	34	32	S 360_alterado	Viga_1	Distribuida Encastrado	Distribuida Enca...	
30	C 170x1.25	10050 mm	39	37	S 360_alterado	Viga_1	Distribuida Encastrado	Distribuida Enca...	

Figura C.5 - Lista de barras da função seleccionar.

As colunas da lista fazem referência a dados que identificam a barra como o seu nº, os pontos inicial e final, a secção e o seu comprimento. Outras informações igualmente importantes são as configurações de cálculo do *EC3*, que no *ARSA* correspondem ao seu “*member type*”, e estão identificadas na coluna “tipo” pelo seu nome. O tipo genérico de diagrama também é apresentado, com o objetivo de mais tarde poder ser alterado nesta fase.

Existem também dois botões de “atualizar” e “apagar”, sendo que o botão de atualizar recolhe os dados atuais da barra do *ARSA* e novas configurações dos pontos de verificação que o utilizador entretanto tenha introduzido, o botão de apagar elimina a barra selecionada.

7.3.3.2 Propriedades

Geral	
<ul style="list-style-type: none"> Barra <ul style="list-style-type: none"> Nº 21 Perfil C 150x2 Comprimento 5000 mm Diagrama My Distribuida Simples Diagrama Mz Distribuida Simples Material <ul style="list-style-type: none"> Nome S 360_alterado Tipo Aço fyb 360 mPa fya 450 mPa fu 540 mPa E 210000 mPa v 0,3 G 81000 mPa Gamma 0 1 Gamma 1 1 Gamma 2 1,25 Perfil <ul style="list-style-type: none"> Tipo Pilar_1 Nome C 150x2 ID 1005 Tipo TYPE_C É Suportado True Pontos de Verificação <ul style="list-style-type: none"> Configuração <ul style="list-style-type: none"> Pontos Divisão True Nº Pontos Divisão 3 Pontos Máx/Min False Fx False Fy False Fz False My False Mz False Pontos Utilizador False Pontos Utilizador 	
Configuração	

A área de propriedades mostra informação mais detalhada sobre a barra que atualmente está selecionada na lista. Aqui também se mostram as definições dos pontos de verificação que foram utilizadas para os seleccionar e recolher os seus dados no *ARSA*.

Como se pode ver na figura C.6, os dados que são mostrados são dados base sobre a barra, os valores característicos do material, mais informação sobre a secção e as configurações dos pontos de verificação.

Figura C.6 - Propriedades da barra da função seleccionar

7.3.4 Verificação de barras

Após haver uma lista de barras, em que a secção é suportada pode-se prosseguir para as verificações de segurança.

Ao seleccionar botão “Verificar” da área 1 os menus são modificados e entramos no modo de verificação de barras, o seguinte menu, mostrado na figura C.7, fica visível na área 2 da aplicação.

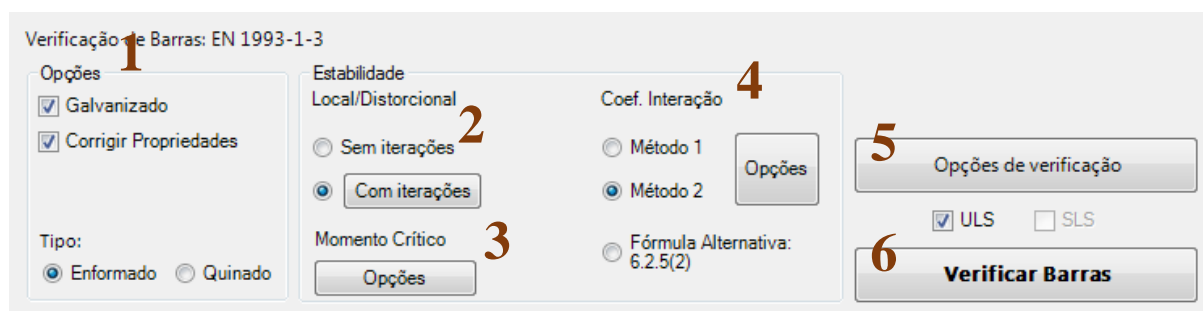


Figura C.7 - Menu da área Verificar

De acordo com a figura C.7:

1. Opções gerais necessárias de acordo com o EC3-1-3, se o perfil é galvanizado, para se poder descontar a espessura da galvanização. Como é habitual na indústria considera-se o valor de 0,04 mm de espessura total de galvanizado.
2. As iterações no cálculo das secções efetivas otimizam as áreas efetivas, no caso se optar por executar iterações o utilizador tem as opções mostradas na figura C.8.

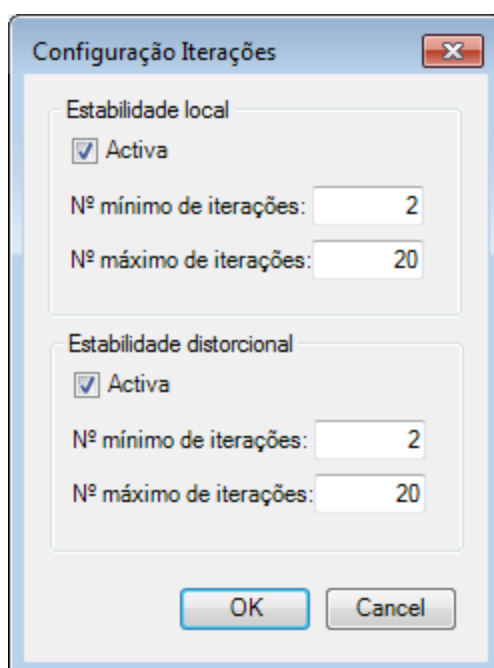


Figura C.8 - Configuração de iterações na secção.

Pode-se executar iterações em relação à estabilidade local da secção (em relação às larguras efetivas), que apenas são executadas para cálculo das propriedades efetivas devido ao momento, e ativar as iterações relativamente à estabilidade distorcional, em relação aos reforços. Ao ativar as iterações existe sempre um nº mínimo de 2 iterações.

3. Configuração do cálculo do momento crítico, a janela de configuração mostrada na figura C.9 permite configurar alguns parâmetros do cálculo do momento crítico.

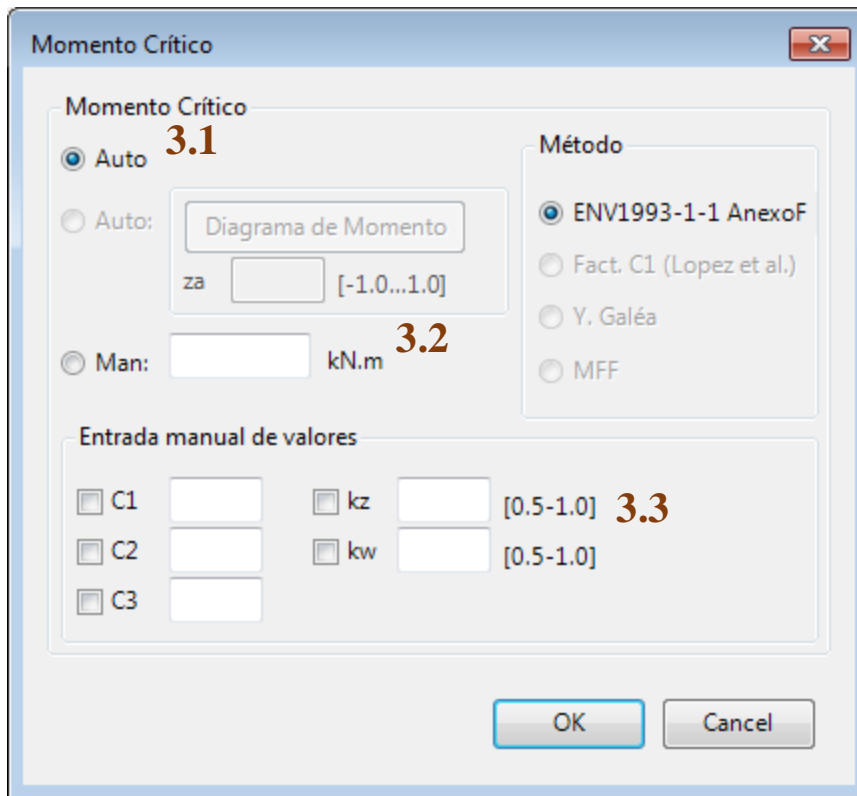


Figura C.9 - Janela de configuração do momento crítico.

- 3.1. Quando em “auto” executa o cálculo do momento crítico, baseado no método ENV1993-1-1, utiliza os dados de configuração do ARSA, em relação ao diagrama de momento, valores de momentos, comprimentos de encurvadura, e outros necessários.
- 3.2. Aqui dá-se entrada direta do valor absoluto do momento crítico.
- 3.3. Estando em modo “auto” o utilizador pode forçar a entrada direta de valores para utilizar na fórmula clássica para cálculo do momento crítico. Os dados são todos calculados, apenas os selecionados se irão sobrepor aos calculados internamente, assim permite-se que se altere apenas um valor ou todos.
4. Na implementação do cálculo dos coeficientes de interação “ k ” do EC3 podem ser selecionados três métodos para verificar a influência da interação de esforços na estabilidade da barra: métodos 1 e 2 e pela fórmula alternativa que não necessita do cálculo dos “ k ”. A figura C.10 mostra a janela que permite configurar os métodos 1 e 2.

4.1. O cálculo dos fatores automaticamente é efetuada com base nas tabelas do *EC3* conforme esteja selecionado o método 1 ou 2. As configurações do diagrama de momento, valores de momentos, comprimentos de encurvadura, e outros necessários são obtidas diretamente da configuração do *EC3* do *ARSA*. Selecionados por predefinição.

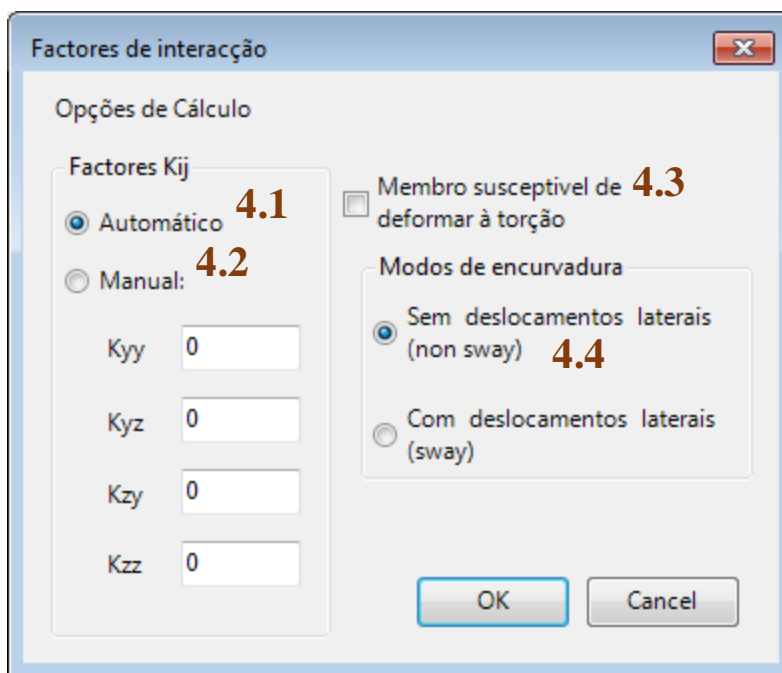


Figura C.10 - Configuração do método 1 e 2 de interação.

- 4.2. No caso de estar selecionado o modo manual é necessário introduzir todos os valores de k , independentemente do método selecionado.
- 4.3. Configuração regulamentar (EC3-1-1) relativa aos dois métodos. Predefinição é não selecionado.
- 4.4. Configuração regulamentar (EC3-1-1) relativa aos dois métodos. A predefinição é “non sway”.
5. Nas opções de verificação o utilizador escolhe que tipo de situação quer verificar na barra, além de configurações periféricas pedidas pela norma. A Figura C.11 mostra a janela de configuração:
- 5.1. Verificação da resistência da secção, quando está ativa apenas utiliza os esforços selecionados nas verificações.
- 5.2. Verificação da resistência da barra, quando está ativa apenas utiliza os esforços selecionados nas verificações.
- 5.3. Configuração regulamentar (EC3-1-3) a utilizar na verificação ao esforço transversal.
- 5.4. Opção para considerar a encurvadura por flexão-torção devido ao esforço axial nas

verificações e os respetivos valores para calcular os comprimentos de encurvadura para estes casos.

- 5.5. Opção para considerar a encurvadura lateral por flexão-torção devido a esforço de flexão.

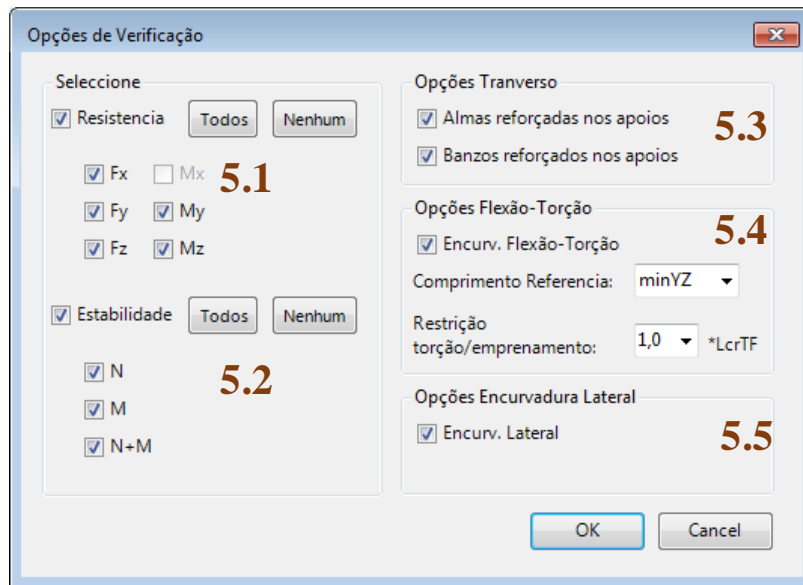


Figura C.11 - Configuração da verificação de barras.

6. Ordem de cálculo das verificações de segurança, segundo as configurações anteriores.

7.3.5 Resultados

Após os cálculos de verificações terminarem, a interface modifica-se para apresentar um resumo dos cálculos efetuados e a indicação e a barra verificou ou não os critérios de segurança. A lista de barras passa a mostrar o resumo dos resultados e a área das propriedades mostra informação mais detalhada sobre as verificações efetuadas, o aspeto da janela principal está apresentado na figura C.12.

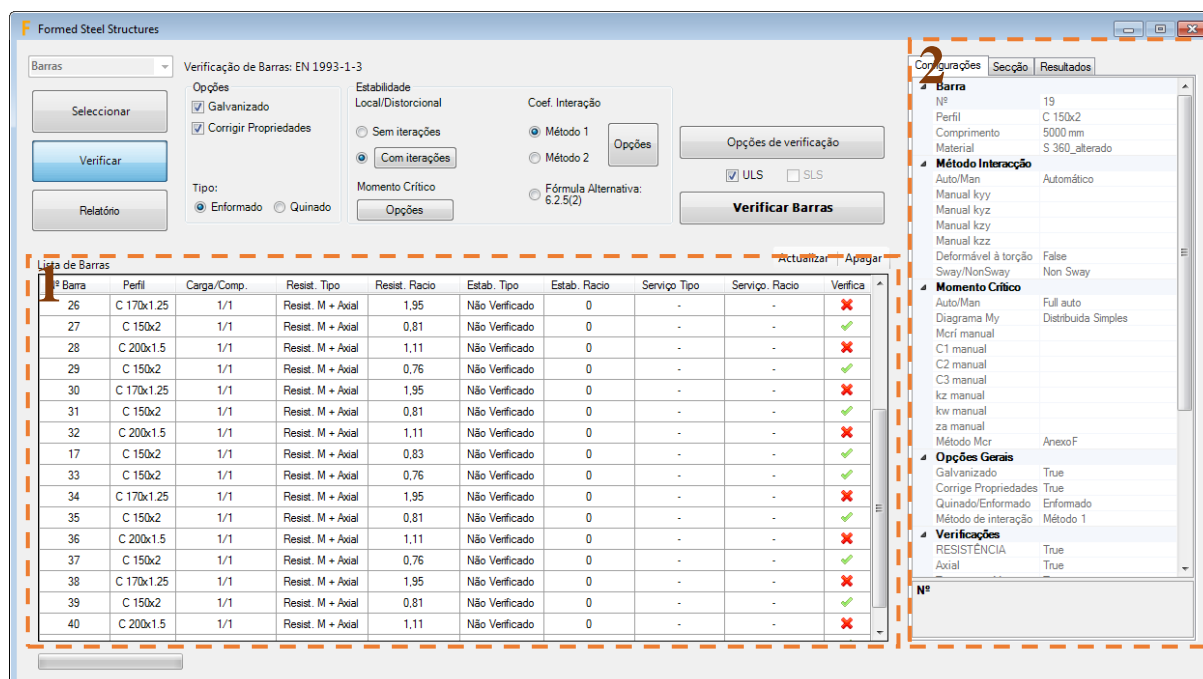


Figura C.12 - Apresentação de resultados de cálculo na janela principal.

1. Lista de barras com apresentação de resultados. O aspeto da lista de barras após ter sido efetuada a verificação da segurança das barras está o mostrado na figura C.13.

	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5				
Lista de Barras				Atualizar	Apagar				
Nº Barra	Perfil	Carga/Comp.	Resist. Tipo	Resist. Racio	Estab. Tipo	Estab. Racio	Serviço Tipo	Serviço. Racio	Verifica
26	C 170x1.25	1/1	Resist. M + Axial	1,95	Não Verificado	0	-	-	✗
27	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,81	Não Verificado	0	-	-	✓
28	C 200x1.5	1/1	Resist. M + Axial	1,11	Não Verificado	0	-	-	✗
29	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,76	Não Verificado	0	-	-	✓
30	C 170x1.25	1/1	Resist. M + Axial	1,95	Não Verificado	0	-	-	✗
31	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,81	Não Verificado	0	-	-	✓
32	C 200x1.5	1/1	Resist. M + Axial	1,11	Não Verificado	0	-	-	✗
17	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,83	Não Verificado	0	-	-	✓
33	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,76	Não Verificado	0	-	-	✓
34	C 170x1.25	1/1	Resist. M + Axial	1,95	Não Verificado	0	-	-	✗
35	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,81	Não Verificado	0	-	-	✓
36	C 200x1.5	1/1	Resist. M + Axial	1,11	Não Verificado	0	-	-	✗
37	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,76	Não Verificado	0	-	-	✓
38	C 170x1.25	1/1	Resist. M + Axial	1,95	Não Verificado	0	-	-	✗
39	C 150x2	1/1	Resist. M + Axial	0,81	Não Verificado	0	-	-	✓
40	C 200x1.5	1/1	Resist. M + Axial	1,11	Não Verificado	0	-	-	✗

Figura C.13 - Resumo de resultados da verificação de barras.

Além da identificação das barras e da respetiva secção é apresentada a carga e respetiva componente de carga (para o caso de ser um caso com agrupamento de casos- em cargas sem agrupamento a componente de carga é sempre 1) na coluna 1.1. Nas colunas seguintes apresenta-se que verificação é condicionante e o rácio de utilização obtido em cálculo para cada caso regulamentar: resistência da secção (em 1.2), estabilidade da barra (em 1.3) e a verificação de serviço (em 1.4), que atualmente ainda não executa nenhum tipo de cálculo. A última coluna (em 1.5), dá uma ajuda visual para que rapidamente se perceba se a barra passa ou não nas verificações de segurança. No caso das verificações de resistência ou estabilidade não terem sido pedidas pelo utilizador aparece o valor “Não verificado”.

2. Propriedades da barra relacionadas com a verificação, dados relativos à configuração, aos resultados de cálculo das secções efetivas e aos resultados das verificações executadas

como se pode observar nas figuras seguintes (figura C.14):

- Na zona de configurações a), podemos observar as informações base da barra e as configurações para a verificação da barra, atualmente não é possível alterar estes valores nem das restantes zonas. Na zona b) encontram-se as propriedades geométricas da secção obtidas no cálculo das secções efetivas. As propriedades estão divididas em relação à secção considerada, e no caso das secções efetivas apenas se apresentam os valores de interesse, assim temos valores para as secções: bruta, efetiva axial, efetiva para momento positivo em redor do eixo Y, efetiva para momento negativo em redor do eixo Y, efetiva para momento positivo em redor do eixo Z e efetiva para momento negativo em redor do eixo Z. Na restante zona de resultados, c), encontra-se a maioria dos valores importantes para a verificação mais desfavorável, com o maior rácio encontrado. Os resultados encontrados reportam ao conjunto ponto/carga/componente e, como primeiro item da lista, apresenta-se o resumo de verificação semelhante ao apresentado na lista de barras. Antes das verificações regulamentares observam-se os esforços e os comprimentos de encurvadura para o ponto.

Configurações	Secção	Resultados	Configurações	Secção	Resultados	Configurações	Secção	Resultados
Barra Nº 19 Perfil C 150x2 Comprimento 5000 mm Material S 360_alterado Método Interação Auto/Man Automático Manual kxy Manual kyz Manual kzy Manual kzz Deformável à torção False Sway/NonSway Non Sway Momento Crítico Auto/Man Full auto Diagrama My Distribuída Simples Mcri manual C1 manual C2 manual C3 manual kz manual kw manual za manual Método Mcr AnexoF Opções Gerais Galvanizado True Corrige Propriedades True Quinado/Enformado Enformado Método de interação Método 1 Verificações RESISTÊNCIA True Axial True			Gerais Nome C 150x2 Tipo TYPE_C Suportado True Propriedades Brutas S 363 mm Abr 704,7 mm ² Iy 2706962 mm ⁴ Iz 646859 mm ⁴ Iyz 0 mm ⁴ Angulo beta 0 ° Iu 2706962 mm ⁴ Iv 646859 mm ⁴ Raio giração Y 62,28 mm Raio giração Z 30,44 mm Raio giração polar 97,82 mm Iw 3989438567 mm ⁶ It 911 mm ⁴ Centro Gravidade Y 0 mm Centro Gravidade Z 0 mm Centro Corte Y -41,13 mm Centro Corte Z 76,48 mm Wy 35612,53 mm ³ Wz 13711,6 mm ³ Simetria mono Simétrica YY Fator de assimetria -93 Fator de assimetria 0 Propriedades Efetivas Axial Propriedades Efetivas Momento Y- Propriedades Efetivas Momento Y+ Propriedades Efetivas Momento Z- Propriedades Efetivas Momento Z+			1 Resumo de Verificação Carga 1 Componente 1 Ponto relativo 1 Resistencia condic Resist. M + Axial Resistencia racio 0,81 Estabilidade condic Estab. M + Axial Estabilidade racio 2,52 Serviço condicional Serviço racio 0 2 Esforços no ponto N -3,45 kN Qy 0 kN Qz -2,94 kN T 0 kN.m My -9,13 kN.m Mz 0 kN.m 3 Comprimentos de encurvadura no ponto Ly 5000 mm Coef. Y 1 Lcri,y 5000 mm Lz 5000 mm Coef. Z 1 Lcri,z 5000 mm L banzo inferior 5000 mm Coef. banzo inferior 1 Lcri banzo inferior 5000 mm L banzo superior 0 mm Coef. banzo superior 0 Lcri banzo superior 0 mm 4 Resultados resistencia 5 Resultados Estabilidade		
Nº			Propriedades Efetivas Momento Z+			4 Resultados resistencia		

Figura C.14 - Área de propriedades: a) Configurações, b) Secção e c) Resultados

Nos resultados de resistência e estabilidade são apresentados todos os dados de interesse, de acordo com o EC3-1-3 e com as verificações implementadas neste programa, ver 7.3.1.

7.3.5.1 Resultados detalhados

Ao fazer duplo-click numa das barras da lista é mostrada uma janela de resultados detalhados como mostra a figura C.15.

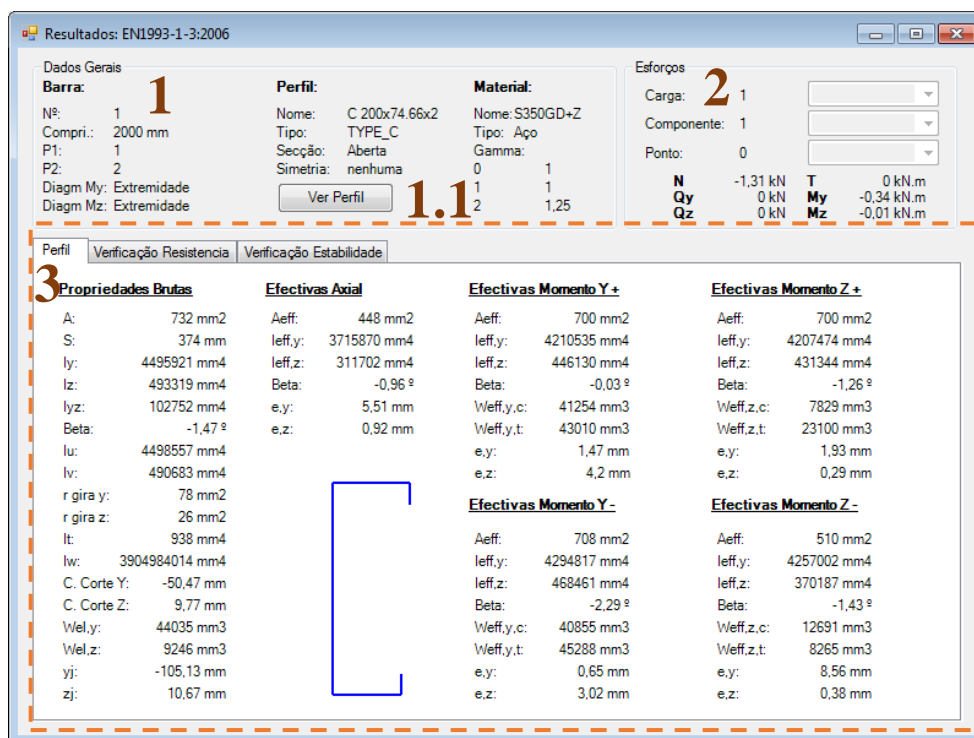


Figura C.15 - Janela de resultados detalhados.

1. Zona de dados gerais da barra, da secção e material.

1.1. Ao clicar no botão aparece uma janela (figura C.16) que permite a visualização das várias secções calculadas.

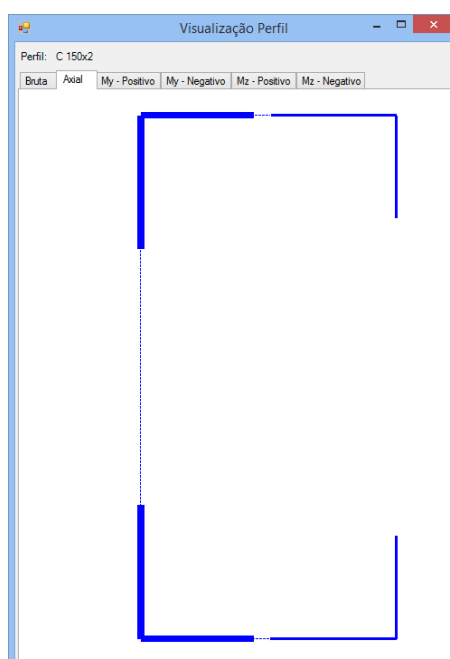


Figura C.16 - Visualização da geometria das secções calculadas, exemplo secção efetiva

compressão axial.

2. Zona de escolha do conjunto ponto/carga/componente e visualização das ações associadas.
3. Zona de resultados, dividida em três sub-zonas: Perfil, Resistência e Estabilidade. Em Perfil podemos visualizar as propriedades geométricas das várias secções calculadas, como se observa na figura C.15 Na figura seguinte (figura C.17), em Resistência, são apresentados os valores importantes resultantes das verificações de resistência da secção, tal como o rácio obtido.

Além dos dados disponibilizados há uma referência visual sobre o rácio obtido. No caso de uma verificação regulamentar não ter sido efetuada aparece o valor “Não Verificado”.

A figura C.18 mostra a zona Estabilidade, que como o nome indica mostra os resultados das verificações regulamentares de estabilidade da barra.

Perfil	Verificação Resistencia	Verificação Estabilidade
	Axial Tracção:	alínea EC3
	NÃO VERIFICADO	
	Axial Compressão:	
	Nc,rd= 179,84 kN	
	VERIFICADO 0,02 <= 1 (6.1.3) ✓ ok	
	Momento:	
	Mcy,rd= 11,49 kN.m	
	McZ,rd= 4,46 kN.m	
	VERIFICADO 0,84 <= 1 (6.1.4.1) ✓ ok	
	Transverso:	
	hw.sin,y= hw.sin,z= 153 mm	
	fbv,y= fbv,z= 155 mPa	
	Vby,rd= Vbz,rd= 46,34 kN	
	NÃO VERIFICADO Y	
	VERIFICADO Z 0,07 <= 1 (6.1.5) ✓ ok	
	Torção:	
	NÃO VERIFICADO	
		Cargas Concentradas: alínea EC3
		NÃO VERIFICADO
		Combinado Momento e Tracção:
		VERIFICADO:
		Combinado Momento e Compressão:
		Mcy,c,rd= 11,49 kN.m Mcy,t,rd= 12,36 kN.m
		McZ,c,rd= 5,05 kN.m McZ,t,rd= 4,46 kN.m
		dMy,ed= 0 kN.m dMz,ed= -0,02 kN.m
		Nc,rd= 179,84 kN
		VERIFICADO 0,86 <= 1 (6.1.9) ✓ ok
		Combinado Momento e Transverso:
		NÃO VERIFICADO
		Combinado Momento e Cargas Concentradas:
		NÃO VERIFICADO

Figura C.17 - Resultados detalhados da resistência da secção.

Perfil	Verificação Resistência	Verificação Estabilidade	
Compressão:			
alínea EC3			
Ncr,y=	224 kN	Ncr,z=	54 kN
Qui,y=	0,667	Qui,z=	0,247
Ncr,T=	42 kN	Ncr,TF,y=	38 kN
Qui,T=	0,198	Ncr,TF,z=	0 kN
Nb,rd=	32,66 kN	Qui,TF=	0,182
VERIFICADO	0,11 <= 1		(6.2.2-3) ok
Momento:		Momento Crítico:	
Diagrama My: Distribuida Simples		C1=	1,12
Qui,LT=	0,348	kz=	1
Mb,rd=	4 kN.m	C2=	0,45
VERIFICADO	2,43 <= 1	C3=	0,525
		Método:	AnexoF
		Mcri=	5,22 kN.
			(6.2.4) Nok
Combinado Momento e Compressão		Factores de interação:	
Qui,y=	0,667	Qui,z=	0,247
Nb,rd=	179,84 k	Qui,LT=	0,348
My,rd=	11,49 kN	dMy,ed=	0 kN.m
Mz,rd=	4,4 kN.m	dMz,ed=	0,02 kN.
VERIFICADO	2,69 <= 1	Método:	Metodo1
VERIFICADO	2,62 <= 1	Kyy=	1,094
		Kyz=	1,078
		Kzy=	1,044
		Kzz=	1,029
		Cmy=	1
		Cmz=	1,012
		CmLT=	1,082
			(5.1.1.1) Nok
			(5.1.1.1) Nok

Figura C.18 - Resultados detalhados da estabilidade da barra.

7.3.6 Relatório

A última área de trabalho da aplicação é a área de emissão de relatórios, que deverão ser emitidos num formato editável (preferencialmente em extensão *.docx*), e pretende-se que todos os cálculos efetuados possam ser incluídos, incluindo todos os obtidos e utilizados no cálculo das secções efetivas. Estes valores de cálculo são muito importantes já que permitem validar a aplicação e dar uma segurança ao utilizador que consegue verificar qualquer um dos pontos do processo de cálculo.

Esta emissão de relatórios de cálculo ainda não está implementada, mas será assim que se fizer uma validação dos cálculos efetuados pela aplicação, quer das secções efetivas quer das verificações regulamentares.

7.4 Anexo D – Exemplo comparativo

7.4.1 Exemplo ECCS nº SX023a – Secção à compressão axial uniforme

Neste exemplo calcula-se as áreas efetivas de uma secção tipo “C” à compressão. Criou-se esta secção no ARSA, como sendo do tipo 1005 e aplicou-se a uma barra pertencente a uma estrutura genérica sujeita a compressão axial. Os dados base estão mostrados na figura D.1 e foram diretamente retirados de *ECCS nºSX023a*:

Altura do perfil	$h=200$ mm
Largura do banzo superior	$b_1=74$ mm
Largura do banzo inferior	$b_2=66$ mm
Reforço	$c=20,8$ mm
Raio das dobras	$r=3$ mm
Espessura nominal	$t_{nom}=2$ mm
Espessura cálculo	$t_{calc}=1,96$ mm
Tensão cedência aço	$f_{yb}=350$ N/mm ²
Módulo de elasticidade	$E=210000$ N/mm ²
Coefficiente de Poisson	$\nu=0,3$
Coef. parcial de material	$\gamma_{M0}=1,00$

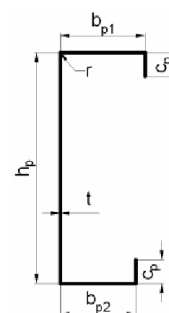


Figura D.1 - Dados do perfil, exemplo A.

No programa *FSS* foi carregada esta barra e no modo “verificar” introduziu-se as seguintes configurações, como se pode ver na imagem da figura D.2.

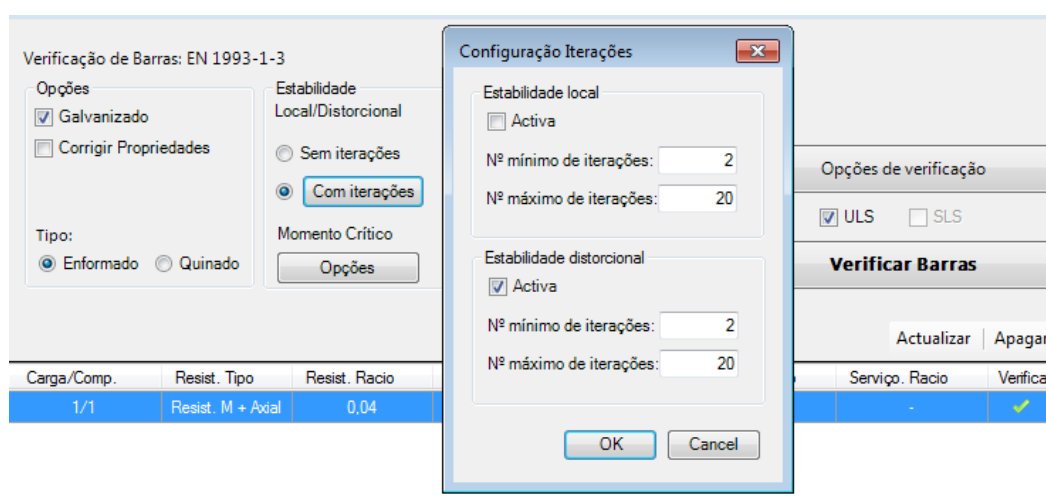


Figura D.2 - Configuração para cálculo das propriedades efetivas da secção.

Os resultados comparativos estão todos mostrados na tabela D.1.

Tabela D.1 - Comparação de resultados obtidos *ECCS* vs *FSS* – compressão.

Cálculo da secção efetiva de uma barra à compressão			
Descrição	ECCS n°SX023a	FSS	Observações
Dados geométricos			
h_p	198 mm	198 mm	
b_{p1}	72 mm	72 mm	
b_{p2}	64 mm	64 mm	
c_p	19,8 mm	19,8 mm	
Limites geométricos	ok	ok	
Limites para reforço de extremidade	ok	ok	
Influencia dos cantos arredondados	dispensada	dispensada	
Propriedades brutas			
A_{br}	732 mm	732 mm	
z_{b1}	96,88 mm	96,88 mm	
Largura efetiva banzo superior			
ψ_i	1	1	
k_{σ}	4	4	
$\lambda_{p,b1}$	0,789	0,789	
r_{ob1}	0,914	0,914	
b_{effb1}	65,8 mm	65,8 mm	
Largura efetiva banzo inferior			
ψ_i	1	1	
k_{σ}	4	4	
$\lambda_{p,b2}$	0,702	0,702	
r_{ob2}	0,978	0,978	
b_{effb2}	62,6 mm	62,6 mm	
Largura efetiva reforço superior			
$k_{\sigma 1}$	0,5	0,5	
$\lambda_{p,c1}$	0,614	0,614	
r_{oc1}	1	1	
b_{effc1}	19,8 mm	19,8 mm	
A_{refc1}	103,3 mm ²	103,3 mm ²	
Largura efetiva reforço inferior			
$k_{\sigma 2}$	0,5	0,5	
$\lambda_{p,c2}$	0,614	0,614	
r_{oc2}	1	1	
b_{effc2}	19,8 mm	19,8 mm	
A_{refc2}	100,2 mm ²	100,2 mm ²	
Cálculo da tensão crítica do reforço superior - σ_{cr}			
b_1	61,73 mm	61,84 mm	Diferença resultante do cálculo do centro de gravidade do reforço
b_2	54,41 mm	54,55 mm	Diferença resultante do cálculo do centro de gravidade do reforço

Cálculo da secção efetiva de uma barra à compressão

Descrição	ECCS n°SX023a	FSS	Observações
k_f	0,97	0,9698	
K_1	0,331 N/mm ²	0,3297 N/mm ²	
I_{s1}	3663 mm ⁴	3663 mm ⁴	
σ_{cr}	309 N/mm ²	308 N/mm ²	Diferença desprezável

Cálculo da tensão crítica do reforço inferior - σ_{cr}

b_1	54,41 mm	54,55 mm	Diferença resultante do cálculo do centro de gravidade do reforço
b_2	61,73 mm	61,84 mm	Diferença resultante do cálculo do centro de gravidade do reforço
k_f	0,97	1,031	O exemplo não leva em conta a transição de banzos no cálculo de k_f
K_1	0,406 N/mm ²	0,3964 N/mm ²	
I_{s1}	3618 mm ⁴	3618 mm ⁴	
σ_{cr}	350,7 N/mm ²	346,5 N/mm ²	

Cálculo dos fator de redução dos reforços - χ_d

Λ_{d1}	1,064	1,065	
χ_{d1}	0,701	0,700	
Λ_{d2}	0,999	1,005	
χ_{d2}	0,748	0,743	

Valores obtidos após iteração do fator de redução - Reforço superior

$\chi_{d1,n}$	0,683	0,739	n=15, a cada iteração são calculadas novas propriedades geométricas do reforço, apesar de se manter o valor inicial de K.
$b_{e12,n}$	36 mm	36 mm	
$c_{eff1,n}$	19,8 mm	19,8 mm	
$t_{red,1}$	1,34 mm	1,45 mm	

Valores obtidos após iteração do fator de redução - Reforço inferior

$\chi_{d2,n}$	0,744	0,783	n=14, a cada iteração são calculadas novas propriedades geométricas do reforço, apesar de se manter o valor inicial de K.
$b_{e22,n}$	32 mm	32 mm	
$c_{eff2,n}$	19,8 mm	19,8 mm	
$t_{red,2}$	1,46 mm	1,53 mm	

Largura efetiva da alma

ψ	1	1	
k_{σ}	4	4	
$\Lambda_{dp,h}$	2,171	2,171	
r_{oh}	0,414	0,414	
$b_{eff,h}$	82 mm	82 mm	

Propriedades efetivas da secção

A_{eff}	436,7 mm ²	446,8 mm ²	Devido á diferença das espessuras reduzidas.
z_{g1}	98,44 mm	97,98 mm	
z_{g2}	99,56 mm	100,02 mm	

7.4.2 Exemplo ECCS nº SX022a – Secção à flexão simples

Neste exemplo calcula-se as áreas efetivas de uma secção tipo “C” à flexão. Criou-se esta secção no ARSA, como sendo do tipo 1005, aplicou-se a uma barra pertencente a uma estrutura genérica sujeita a flexão simples. Os dados base são os seguintes, e foram diretamente retirados de ECCS nº SX022a:

Altura do perfil	$h=200$ mm
Largura do banzo superior	$b_1=74$ mm
Largura do banzo inferior	$b_2=66$ mm
Reforço	$c=20,8$ mm
Raio das dobras	$r=3$ mm
Espessura nominal	$t_{nom}=2$ mm
Espessura cálculo	$t_{calc}=1,96$ mm
Tensão cedência aço	$f_{yb}=350$ N/mm ²
Módulo de elasticidade	$E=210000$ N/mm ²
Coefficiente de Poisson	$\nu=0,3$
Coef. parcial de material	$\gamma_{M0}=1,00$

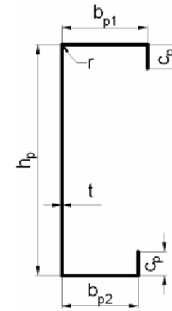


Figura D.3 - Dados do perfil, exemplo B.

No programa FSS foi carregada esta barra e no modo “verificar” introduziu-se as seguintes configurações, como se pode ver na imagem seguinte (figura D.4):

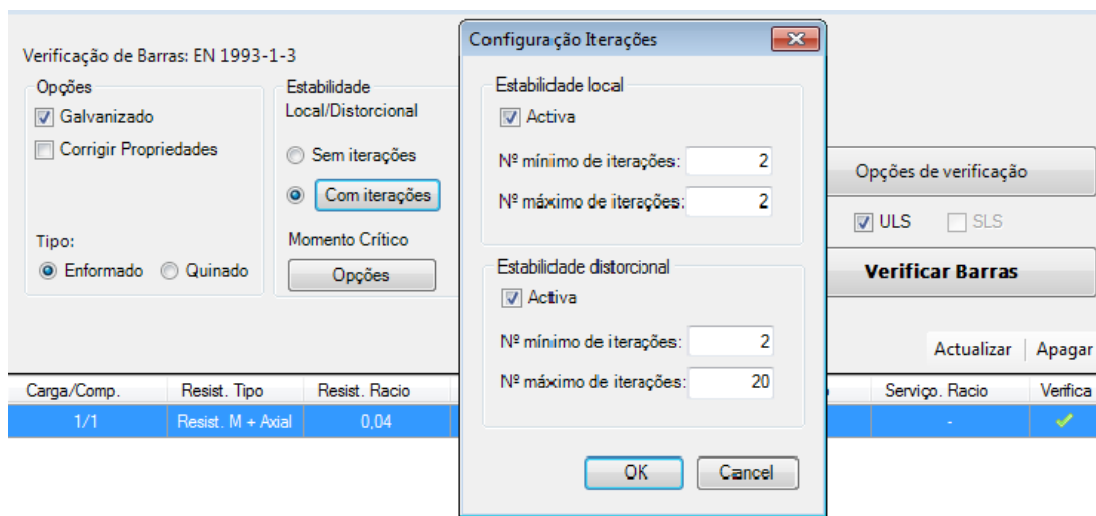


Figura D.4 - Configuração para cálculo das propriedades efetivas da secção, exemplo B.

Tabela D.2 - Comparação de resultados obtidos *ECCS vs FSS* – momento.

Cálculo da secção efetiva de uma barra à compressão			
Descrição	ECCS n°SX023a	FSS	Observações
Dados geométricos			
h_p	198 mm	198 mm	
b_{p1}	72 mm	72 mm	
b_{p2}	64 mm	64 mm	
c_p	19,8 mm	19,8 mm	
Limites geométricos	ok	ok	
Limites para reforço de extremidade	ok	ok	
Influencia dos cantos arredondados	dispensada	dispensada	
Propriedades brutas			
A_{br}	732 mm	732 mm	
z_{b1}	96,88 mm	96,88 mm	
Largura efetiva banzo superior			
ψ_i	1	0,981	Desvio entre o plano de carga de M_y e os eixos principais de inércia da secção.
k_{σ}	4	4,037	
$\lambda_{d_{p,b1}}$	0,789	0,786	
r_{ob1}	0,914	0,918	
$b_{eff,b1}$	65,8 mm	66,1 mm	
Largura efetiva reforço superior			
$k_{\sigma_{c1}}$	0,5	0,5	
$\lambda_{d_{p,c1}}$	0,614	0,614	
r_{oc1}	1	1	
$b_{eff,c1}$	19,8 mm	19,8 mm	
$A_{ref,c1}$	103,3 mm ²	103,9 mm ²	
Cálculo da tensão crítica do reforço superior - σ_{acr}			
b_1	61,73 mm	61,71 mm	Diferença resultante do cálculo do centro de gravidade do reforço
b_2	0	0	
k_f	0	0	
K_1	0,439 N/mm ²	0,439 N/mm ²	
I_{s1}	3663 mm ⁴	3672 mm ⁴	Diferença devido à largura efetiva do banzo superior
σ_{acr}	355,78 N/mm ²	354,26 N/mm ²	Diferença desprezável
Cálculo dos fator de redução do reforço superior – χ_d			
λ_{d1}	0,992	0,994	
χ_{d1}	0,753	0,751	
Valores obtidos após iteração do fator de redução – Reforço superior			
$\chi_{d1,n}$	0,737	0,779	n=14, a cada iteração são calculadas novas propriedades geométricas do reforço, apesar de se manter o valor inicial de K.
$b_{e12,n}$	35,9 mm	36 mm	
$c_{eff1,n}$	19,8 mm	19,8 mm	

Cálculo da secção efetiva de uma barra à compressão

Descrição	ECCS n°SX023a	FSS	Observações
$t_{red,l}$	1,44 mm	1,53 mm	
Largura efetiva da alma			
ψ	-0,949	-0,959	
k_{σ}	22,58	22,83	
$\lambda_{p,h}$	0,914	0,909	
r_{oh}	0,959	0,965	
$b_{eff,h}$	95,5 mm	97,51 mm	
h_1	39 mm	39 mm	
h_2	154,9 mm	155,4 mm	
Propriedades efetivas da secção			
A_{eff}	689,2 mm ²	695,1 mm ²	Devido á diferença das espessuras reduzidas.
z_c	102,3 mm	101,52 mm	Até à linha média do banzo
z_t	95,7 mm	96,48 mm	Até á linha média do banzo
$I_{eff,y}$	4140000 mm ⁴	4191301 mm ⁴	
$W_{eff,y,c}$	40460 mm ³	40889 mm ³	Até á fibra extrema (incluindo a espessura)
$W_{eff,y,t}$	43260 mm ³	43007 mm ³	Até á fibra extrema (incluindo a espessura)