

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL
RAMO ESTRUTURAS

DEC – 2014/2015



PROJETO DE TORRES METÁLICAS DE SUPORTE DE CABOS DE ENERGIA ELÉTRICA

Aplicação da parte 3-1 Eurocódigo 3

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Engenheiro Rodrigo Falcão Moreira

Realizado por:

Ana Rita Rodrigues

RESUMO

Neste trabalho é realizada a aplicação da parte 3-1 do Eurocódigo 3 no projeto de uma estrutura metálica treliçada de suporte de cabos de energia elétrica. Esta parte do Eurocódigo foca o projeto destas estruturas. Com a elaboração deste documento além da demonstração de aplicação desta parte do Eurocódigo, são realizados apontamentos que demonstram as diferenças de aplicabilidade entre a parte 1-1 e a parte 3-1, sendo, estas diferenças focadas no decurso do desenvolvimento do projeto de uma torre metálica treliçada composta apenas por elementos estruturais.

Para o desenvolvimento do modelo numérico é utilizado o software Robot Structural Analysis da Autodesk, para uma estrutura de base quadrada com 3,43m de lado e com 29,80m de altura, acima do solo, com um quadro estrutural simétrico formado, exclusivamente, por cantoneiras de lados iguais e com uma tipologia estrutural articulada.

Por fim, são analisadas as diferenças supracitadas e retiradas as devidas conclusões e a afetação que estas provocam a nível comportamental e de economicidade.

ABSTRACT

In this work the application of part 3-1 of the Eurocode is applied to the project of a steel lattice structure supporting electric power cables. This part of the Eurocode focuses on the design of this type of structures (of various typologies). The writing of this document besides demonstrating the application of this part of the Eurocode, contains also notes that show the differences of applicability between part 1-1 and part 3-1, being these differences focused on the course of the development of the project of a steel lattice tower made exclusively of structural elements.

The software Robot Structural Analysis of Autodesk is used for the development of a digital model of a square based structure measuring on the side 3,43m and with 29,80m height, above the ground, with a symmetrical structural framework formed exclusively of equal sides angles and with the typology of a truss structure.

Finally, the above-mentioned differences are analyzed and conclusions drawn and the impact these have on a behavioral and economy level.

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro Rodrigo Falcão Moreira pela orientação científica, disponibilidade, pela motivação transmitida e pela paciência.

A todos os professores que fizeram parte da minha vida acadêmica, que contribuíram com o seu conhecimento para o meu crescimento pessoal e profissional.

Aos meus pais e irmã, porque sem eles nada disto teria sido possível, pelo amor incondicional, pelo apoio e por estarem sempre ao meu lado ao longo de toda a minha vida.

Ao Luís pelo espírito crítico, pela motivação e por todo o carinho e apoio.

Aos meus amigos e colegas que fizeram parte da minha vida acadêmica.

A todos o meu profundo agradecimento.

Índice

Resumo.....	i
Abstract.....	ii
Agradecimentos	iii
Índice de tabelas	viii
Índice de figuras	xi
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objetivos e organização do trabalho.....	7
2 Bases de dimensionamento e critérios de segurança	9
2.1 Generalidades.....	9
2.2 Composição da torre	9
2.3 Análise estrutural.....	15
2.3.1 Efeito das imperfeições.....	16
2.3.2 Classificação das secções transversais	16
2.3.3 Comportamento das ligações.....	19
2.4 Verificação aos estados limites	20
2.4.1 Dimensionamento à tração.....	20
2.4.2 Dimensionamento à compressão	22
2.5 Ligações	38
2.5.1 Dimensionamento das ligações	38

2.5.2	Ligações construtivas	39
3	Ações de projeto.....	41
3.1	Generalidades.....	41
3.2	Coefficientes parciais de segurança para as ações	41
3.3	Cargas permanentes	42
3.4	Vento.....	43
3.4.1	Cálculo do coeficiente estrutural <i>cscd</i>	47
3.4.2	Coefficiente total da força do vento Σcf	48
3.4.3	Casos especiais	59
3.4.4	Resposta de torres treliçadas.....	65
3.5	Gelo	73
3.5.1	Definições.....	75
3.5.2	Classes de gelo	77
3.5.3	Vento e gelo.....	81
3.6	Outras ações	82
4	Exemplo de aplicação.....	84
4.1	Características da estrutura	84
4.2	Ação do vento na estrutura.....	85
4.3	Ações nos cabos	89
4.4	Cargas impostas.....	91
4.5	Combinações	91

4.6	Encurvadura	92
4.7	Resultados.....	96
5	Conclusão.....	100
5.1	Comparação entre parte 3-1 e parte 1-1 do Eurocódigo 3.....	100
5.2	Alterações sugeridas pela parte 3-1	100
5.3	Conclusão geral.....	101
	Bibliografia	102

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficientes parciais de segurança (Adaptação - Fonte: EC3-1-1).	20
Tabela 2.2 - Coeficientes de redução β_2 e β_3 (Fonte: EC3-1-1)	22
Tabela 3.1 - Classes de importância das torres (Fonte:EC3-3-1)	42
Tabela 3.2 - Coeficientes parciais de segurança	42
Tabela 3.3 - Valor básico da velocidade de referência do vento (Fonte: EC1-1-4)	45
Tabela 3.4 – Categorias e parâmetros do terreno (Fonte: EC1-1-4)	45
Tabela 3.5 - Valores de C_1 e C_2 para estruturas quadradas e triangulares.....	53
Tabela 3.6 - Fator de redução, K_A	56
Tabela 3.7 - Coeficientes de força, $c_f, A, 0$ e $c_f, G, 0$ para elementos individuais (Fonte: Adaptação - EC3-3-1)	57
Tabela 3.8 - Tipos de carregamentos a considerar	69
Tabela 3.9 – Características do tipo de gelo (Fonte: Adaptação ISO 12494).....	75
Tabela 3.10 – Classes de gelo para o tipo de gelo vidrado (Fonte: Adaptação ISO 12494).....	77
Tabela 3.11 – Classes de gelo para geada (Fonte: Adaptação ISO 12494)	78
Tabela 3.12 – Dimensões das estalactites em secções dos tipos A e B (Fonte: Adaptação ISO 12494).....	78

Tabela 3.13 - Dimensões das estalactites em secções dos tipos C e D (Fonte: Adaptação ISO 12494).....	79
Tabela 3.14 - Dimensões das estalactites em secções dos tipos E e F (Fonte: Adaptação ISO 12494).....	79
Tabela 3.15 – Fator de redução da pressão do vento (Fonte: ISO 12494)	81
Tabela 3.16 – Valores de cargas a aplicar em plataformas e gradeamentos	83
Tabela 4.1 – Dimensões da torre	84
Tabela 4.2 – Coeficientes parciais de segurança (Fonte: EC3-3-1).....	85
Tabela 4.3 – Características relativas à localização (Fonte: Adaptação – EC1-1-4)	86
Tabela 4.4 – Forças da ação do vento na direção XX.....	87
Tabela 4.5 - Forças da ação do vento na direção YY	88
Tabela 4.6 – Características dos cabos	89
Tabela 4.7 – Forças aplicadas nos vértices dos braços devidas ao efeito dos cabos.....	89
Tabela 4.8 – Características da ação do gelo	90
Tabela 4.9 – Peso próprio da manga de gelo	90
Tabela 4.10 – Forças aplicadas nos vértices dos braços devidas à ação do vento com e sem gelo.....	91
Tabela 4.11 - Valores de χ dos montantes	94

Tabela 4.12 - Valores de χ das travessas94

Tabela 4.13 – Valores de χ em elementos diagonais95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Torre de ângulo.....	3
Figura 1.2 – Amarração dupla.....	6
Figura 2.1 – Secções utilizadas	10
Figura 2.2 – Vista superior de configuração típica de contraventamento horizontal (Fonte: Adaptação - EC3 3-1)	12
Figura 2.3 – Modelo de contraventamento tipo “K” quebrado (Fonte: EC3-3-1)	13
Figura 2.4 – Modelo de contraventamento tipo pórtico (Fonte: EC3-3-1).....	14
Figura 2.5 - Cantoneiras ligadas por uma aba (Fonte: EC3-1-1).....	22
Figura 2.6 – Disposições comuns das barras (Fonte: EC3-3-1)	27
Figura 2.7 – Fator efetivo de esbelteza para elementos de suporte (Fonte: EC3-3-1).....	28
Figura 2.8 - Fator efetivo de esbelteza k para elementos de contraventamento (Fonte: EC3-3-1)	29
Figura 2.9 - Fator de modificação k_1 (Fonte: EC3-3-1).....	30
Figura 2.10 – Sistemas de contraventamento secundário (Fonte: EC3-3-1).....	34
Figura 2.11 – Contraventamento horizontal tipo “K” sem plano de contraventamento (Fonte:EC3-3-1)	35
Figura 2.12 – Contraventamento articulado múltiplo (Fonte: EC3-3-1).....	36

Figura 3.1 – Coeficiente de exposição, $cez = qp(z) qb$ (Fonte: Anexo Nacional - EC1-1-4)	46
Figura 3.2 - $K\theta$ para valores comuns de θ (Fonte:EC3-3-1)	50
Figura 3.3 – Estrutura treliçada (Fonte: EC1-1-4)	51
Figura 3.4 – Coeficiente $cf, s, 0$ para estruturas quadradas e triangulares (Fonte:EC3-3-1).....	54
Figura 3.5 – Fator de blindagem para quadros estruturais compostos por elementos de lados planos (Fonte: Adaptação – EC3-3-1)	62
Figura 3.6 – Área dos painéis projetados para o cálculo do índice de cheios, φ (Fonte: Adaptação – EC3-3-1).....	63
Figura 3.7 – Coeficiente de força cf para elementos simples (Fonte: Adaptação – EC3-3-1)	65
Figura 3.8 – Carregamentos para avaliação de esforços de corte (Fonte: Adaptação - EC3-3-1).....	70
Figura 3.9 - Acumulação de gelo atmosférico, em função da temperatura e da velocidade do vento (Fonte: Adaptação – ISO 12494)	75
Figura 3.10 – Forma de deposição da geada nos elementos (Fonte: ISO 12494) 80	
Figura 4.1 – Esquema dos braços da torre.....	85
Figura 4.2 - Topo da torre.....	96
Figura 4.3 - Último patamar.....	97
Figura 4.4 - Corpo da torre em destaque os elementos de suporte (montantes) 97	

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

As linhas de transporte de energia são suportadas por estruturas que podem ser de diferentes formas e dimensões e serem constituídas por diversos tipos de materiais. Estas estruturas vão desde os postes de estrutura tubular circular ou poligonal metálica, postes de betão, mistos ou de madeira e torres metálicas treliçadas.

No caso dos postes em aço ou betão armado, estes são utilizados para linhas de alta tensão ao contrário dos postes de madeira que são utilizados para linhas de baixa tensão. A vantagem destas estruturas é o facto de necessitarem de uma base de apoio de pequena dimensão e terem um menor impacto visual, constituindo assim, uma solução bastante adotada em zonas urbanas. Os postes de betão com secções em H ou U são, normalmente, utilizados para linhas de baixa tensão sendo esta solução muito utilizada em Portugal por motivos económicos e apresentar um período de vida útil significativo.

No caso dos postes de madeira, apesar de serem a solução mais barata, têm como grande desvantagem a deterioração rápida do material constituinte.

Por fim as torres metálicas treliçadas, embora ocupem uma maior área de implantação e devido às suas grandes dimensões tenham grande impacto visual, são uma solução muito utilizada como estruturas de suporte de linhas de alta tensão. São estruturas esbeltas, que podem atingir cerca de 40 metros e são constituídas, normalmente, por

cantoneiras apenas submetidas a esforço axial (compressão ou tração) e as suas ligações são aparafusadas.

O uso de estruturas metálicas treliçadas em linhas de transmissão de energia com 100kv ou mais, é quase sempre vantajoso devido a:

- Fácil adaptação a qualquer forma ou altura
- Transporte e construção, devido à fácil divisão por secções
- Fácil de reparar, reforçar e aumentar
- Boa duração, quando protegida convenientemente contra a corrosão.

A designação dada à disposição das torres ao longo de um traçado denomina-se linha de transmissão. Ao longo deste traçado existem torres metálicas com diferentes funções, que podem ser:

- Torres de alinhamento – tem como função o suporte dos cabos condutores e de guarda em situações em que a linha da transmissão não sofra mudanças de direção;
- Torres de ângulo – suporta os cabos e permite uma mudança na direção dos mesmos. A mudança da direção é feita nos vértices dos braços da torre como mostra a Figura 1.1;
- Torres de reforço – estrutura que funciona como ponto firme na linha a fim de evitar a propagação de esforços longitudinais de origem acidental (ex.: rutura de um condutor);
- Torres de fim de linha – estrutura localizada nas extremidades de uma linha de transmissão com capacidade resistente a esforços longitudinais induzidos pelo suporte dos cabos condutores e de guarda.



Figura 1.1 – Torre de ângulo

Estas torres são compostas por elementos estruturais e por elementos acessórios. Os elementos estruturais como o próprio nome indica são todos os elementos que constituem o corpo da torre, podendo ser perfis de secção tubular de secção angulosa. Os elementos acessórios são todos aqueles que não são vitais para a existência da estrutura de suporte mas vitais para o cumprimento da função da estrutura, tais como cabos, discos refletores, chapas de publicidade, isoladores, dispositivos para proteção de aves, escadas para manutenção, espaçadores de cabos e dispositivos para-raios.

Os cabos podem ser condutores ou de guarda.

- Cabos condutores - Têm como função a transmissão de energia e podem ser homogêneos (cobre) ou mistos (alumínio-aço) no que se refere à sua

constituição. Os cabos mistos são formados por uma alma de aço que lhes confere resistência mecânica, envolta por duas ou três camadas sucessivas de alumínio que terá como função a passagem da corrente elétrica (adotando a hipótese de corrente alternada em que a corrente distribui-se exclusivamente à superfície). Comparativamente a cabos de cobre de igual resistência, os cabos alumínio-aço apresentam um diâmetro cerca de 40% superior. Estes últimos apresentam uma maior resistência mecânica e são mais leves o que permite uma redução das flechas e um aumento dos vãos.

- Cabos de guarda - A sua principal função é proteger as linhas de transmissão de descargas elétricas, mas podem ter funções secundárias como o transporte de energia de menor tensão, para comunicações porque estes cabos permitem que se incorpore condutores de fibra ótica no seu núcleo.

É instalado nos cabos um esforço inicial que depende de vários fatores, tais como o tipo de cabo, a variação da temperatura, a flecha máxima a meio-vão requerida, entre outros. Este esforço denomina-se EDS (Every Day Stress), que normalmente representa entre 18% a 22% da carga de rotura do cabo. É de salientar que todas as características respeitantes aos cabos, ao seu traçado e flechas são da responsabilidade do projetista da linha de transmissão, assim para o projetista da estrutura de suporte cabe a função do seu dimensionamento de acordo com as cargas impostas.

Na escolha do material dos cabos que constituem este tipo de estruturas deve-se ter alguns fatores em consideração:

- Baixa resistividade – para que as perdas de energia e as quebras de tensão ao longo da linha sejam as mais reduzidas possíveis;

- Elevada resistência mecânica – para uma capacidade resistente aos esforços a que estão submetidos, como é o exemplo da ação do vento além do seu peso próprio;
- Elevada resistência às condições atmosféricas – estão sujeitos a variação de temperatura, humidade do ar e formação de gelo;
- Baixo custo – tentando albergar da melhor forma os fatores supracitados deve ser encontrada a melhor solução para que a exploração das linhas aéreas seja rentável;

Outro elemento essencial às torres são os isoladores.

- Isoladores - Têm como função isolar eletricamente os fios em contacto com os apoios e suportam fisicamente os cabos condutores e podem ser de porcelana ou vidro. Podem ser de dois tipos, rígidos ou suspensos. Em tensões de serviço superiores a 60kv e ocasionalmente para tensões inferiores utilizam-se isoladores suspensos compostos por vários elementos dispostos em cadeia. O número de elementos que compõem estas cadeias depende da tensão, sendo considerada uma tensão média por elemento de 10kv. Existem três tipos de elementos que podem compor uma cadeia, tais como isoladores de campânula simples, dupla e de tronco largo.

As cadeias formadas podem ser de dois tipos:

- Cadeias de suspensão – com disposição vertical ou em V (dupla). São utilizadas em estruturas onde apenas existam linhas suspensas ou com ângulo reduzido;
- Cadeias de amarração – com disposição horizontal. São utilizadas em estruturas de amarração, em ângulo ou fim de linha como mostra a Figura 1.2.



Figura 1.2 – Amarração dupla

Dentro das estruturas metálicas existem várias configurações. Neste documento será elaborada uma análise e dimensionamento de uma torre com 4 pernas (base quadrada).

As vantagens são:

- A torre ocupa uma área de implantação relativamente pequena
- Devido à sua simetria tem elevada resistência à torsão da base, comparativamente a uma torre com 3 apoios.
- As ligações entre elementos são simples de executar, devido aos ângulos utilizados.

A análise e dimensionamento destas estruturas são realizados tendo como base uma abordagem simplificada dos fenómenos reais. Essa abordagem tem como pressupostos que a estrutura é autossuficiente a nível estrutural e que as ações que são estáticas ou quasi-estáticas. Apesar de esta abordagem não traduzir a realidade de forma fiel, transmite os resultados necessários ao seu dimensionamento.

O objetivo desta dissertação é a elaboração de um documento que demonstre o dimensionamento que deve ser realizado para a execução de torres metálicas treliçadas, de base quadrada, cujos perfis metálicos são cantoneiras, de ligações aparafusadas de acordo com o Eurocódigo 3.

O desenvolvimento deste trabalho passa também pela demonstração de um caso prático com modelação numérica da estrutura, no software Robot Structural Analysis Professional da Autodesk, e dimensionamento de todos os elementos estruturais e algumas ligações.

1.2 OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste capítulo introdutório é abordado o tema da dissertação de uma forma geral e são focados vários aspetos importantes relativos ao tipo de estruturas existentes para suporte de cabos de transmissão de energia elétrica. Salientam-se as estruturas metálicas treliçadas que são o alvo de estudo deste trabalho e é realizado um enquadramento das ferramentas normativas.

No capítulo 2 será feita a análise da composição da torre, classificar-se-ão os elementos estruturais consoante a função que cumprem na estrutura e serão demonstradas todo o tipo de funções que os elementos podem ter neste tipo de estruturas. Ressalvar-se-á o tipo de análise estrutural que será tida como base de dimensionamento da estrutura e será descrito o modelo de cálculo para a avaliação dos estados limites. Por fim será descrito a que tipo de esforços estarão sujeitas este tipo de estruturas e o procedimento de cálculo das ligações dos elementos da mesma. Ao longo deste capítulo serão demonstradas as diferenças relevantes entre a aplicação da parte 1-1 e a parte 3-1 do Eurocódigo 3.

O capítulo 3 será dedicado às ações a que estas estruturas estão sujeitas. Será feita uma dissecação relativa à da ação do vento interagindo a parte 1-4 do Eurocódigo 1 com a parte 3-1 do Eurocódigo 3. No que se refere à ação do gelo e os efeitos da mesma serão analisados à luz da ISO 12494. Os demais esforços (Peso próprio, RCP, Sobrecargas,

Cargas impostas, etc.) serão avaliados de acordo com as partes 1-1 e 3-1 do Eurocódigo 3.

Para que seja demonstrada a aplicabilidade da parte 3-1 do Eurocódigo 3 e como se processa o dimensionamento de uma estrutura deste tipo, será realizado no capítulo 4, um modelo estrutural base, composto exclusivamente por elementos estruturais e será exposto o processo de análise, dimensionamento e modelação numérica no software Robot Structural Analysis Professional da Autodesk.

Por fim, no capítulo 5, serão comentados os resultados obtidos e as retiradas conclusões do estudo realizado.

2 BASES DE DIMENSIONAMENTO E CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

2.1 GENERALIDADES

As bases de dimensionamento que sustentam o projeto de estruturas de uma torre metálica treliçada para suporte de linhas aéreas de transmissão de energia, obedecem aos critérios estabelecidos pela parte 1-1 do Eurocódigo 3. No entanto estas regras são traços gerais no que respeita ao cálculo estrutural o que pode tornar a estrutura, ainda que resistente, sobredimensionada. Devido à especificidade da parte 3-1 do Eurocódigo 3 o processo de dimensionamento pode ser “afinado”. Os apontamentos corretivos sugeridos por esta norma são processos de cálculo mais detalhados que no dimensionamento total de uma estrutura metálica treliçada podem fazer surtir efeitos relevantes no que respeita à economicidade da estrutura.

2.2 COMPOSIÇÃO DA TORRE

Os perfis utilizados como elementos estruturais na conceção deste tipo de estruturas podem ser de secção tubular ou angulosa. Na Figura 2.1 são demonstrados os perfis utilizados.

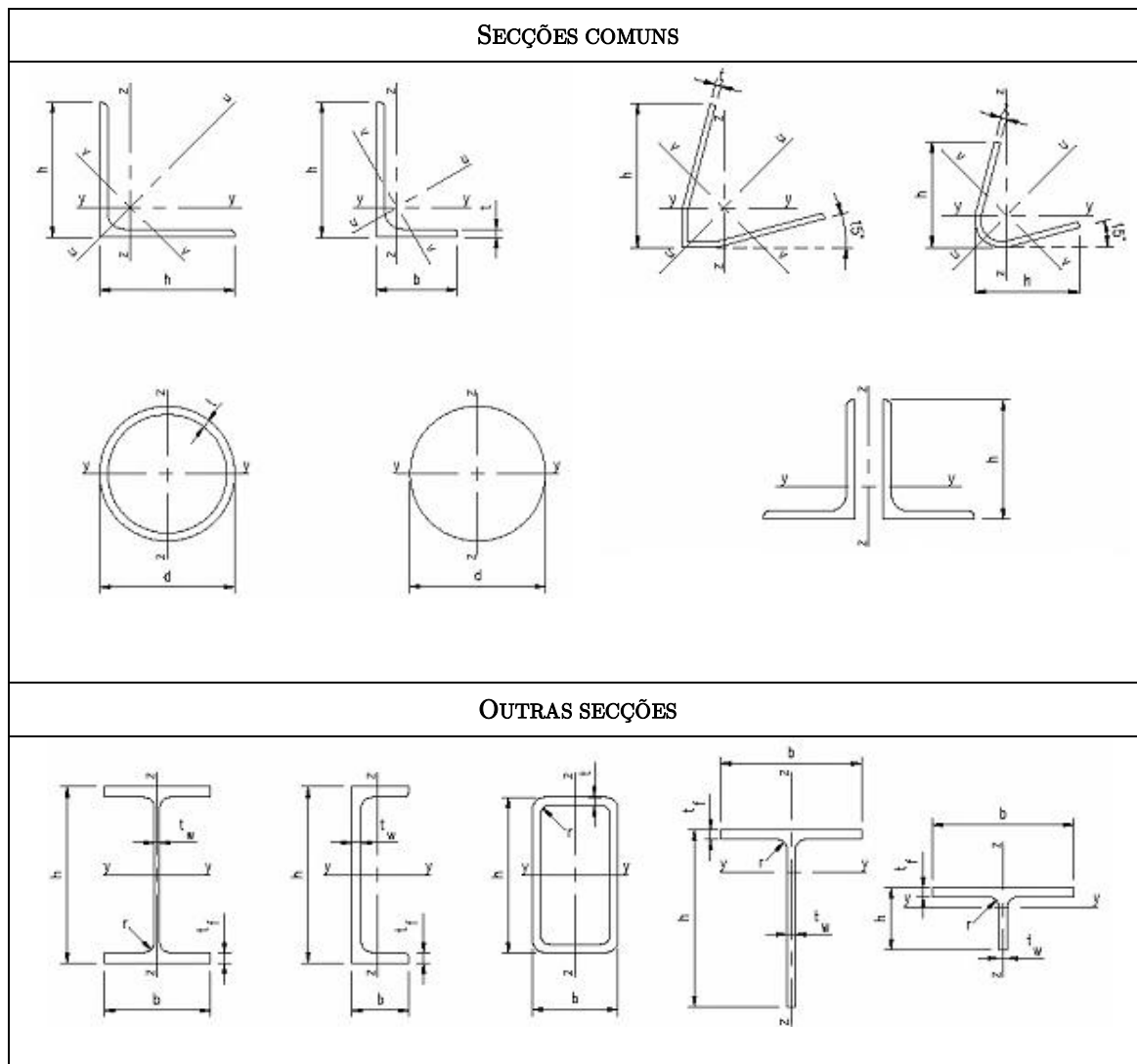


Figura 2.1 – Secções transversais recomendadas (Fonte: EC3 3-1)

Os elementos estruturais que compõem esta estrutura são classificados de acordo com a sua função. As funções são:

- Elementos de suporte “Pernas”
- Elementos de contraventamento diagonal
- Elementos de contraventamento horizontal (travessas)

No caso dos elementos de contraventamento a sua classificação é também realizada devido à sua disposição na estrutura, aos elementos a que está ligado e à geometria.

Assim, estes elementos são classificados como:

- Elementos cruzados/travamentos – Neste tipo de contraventamento pode-se verificar dois casos. No primeiro o esforço é dividido igualmente em tração e compressão e os elementos (na condição de serem contínuos) encontram-se ligados onde se cruzam e o centro do cruzamento pode ser considerado restringido transversalmente. No segundo, o esforço não é igualmente dividido e os elementos são contínuos. Os elementos à compressão são verificados para o esforço à compressão mais gravoso e a soma da resistência à encurvadura de todos os elementos à compressão deve ser no mínimo igual à soma algébrica das forças axiais nos dois elementos;
- Elementos tracionados – As diagonais deste tipo de estrutura podem estar tracionadas. Nesses casos é necessário ter em conta que cada elemento diagonal (individualmente) por cada par, composto por um elemento de tração e um elemento horizontal.
- Elementos cruzados com elementos secundários – Elementos secundários que têm como função a estabilização dos elementos de suporte;
- Elementos cruzados descontínuos intersetados com elementos horizontais contínuos – Elementos de contraventamento cruzado descontínuos ligados, na zona de cruzamento, a elementos horizontais contínuos. Nesta configuração é exigida uma resistência do elemento horizontal, na direção transversal capaz de fornecer apoios/restrições nos casos de carga em que a compressão de um elemento seja superior à tração do outro ou em que ambos os elementos estejam à compressão;
- Elementos cruzados com elementos de canto diagonais – Elementos de canto que têm como objetivo a redução do comprimento de encurvadura transversal ao plano de contraventamento;

- Elementos diagonais de contraventamento tipo “K” – Elementos diagonais com disposição em forma de “K”;
- Elementos horizontais de uma face com contraventamento horizontal – Elementos introduzidos para proporcionarem uma maior estabilidade transversal aos elementos horizontais pertencentes a uma face. Isto acontece quando o comprimento dos elementos horizontais é grande e necessitam de uma estabilidade adicional; A Figura 2.2 mostra vistas superiores da configuração típica de contraventamento horizontal;

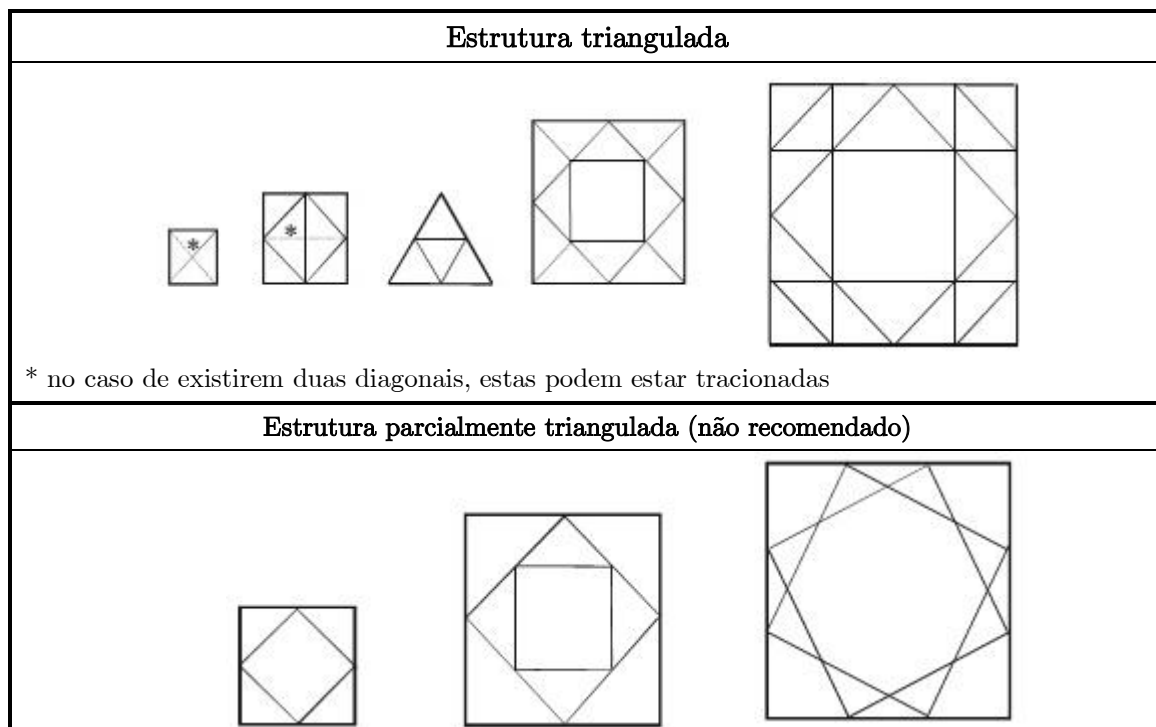


Figura 2.2 – Vista superior de configuração típica de contraventamento horizontal (Fonte: Adaptação - EC3 3-1)

- Elementos horizontais sem plano de contraventamento – O plano de contraventamento pode ser dispensado, desde que devidamente justificado, no caso de torres de pequenas dimensões;
- Contraventamento tipo “K” quebrado - Em torres com elevada largura é introduzida uma quebra no contraventamento de formato “K” (como mostra a Figura 2.3) de forma a reduzir o comprimento de elementos que não sejam essenciais. Esta interrupção provoca tensões elevadas na união dos elementos diagonais, sendo necessário adicionar um apoio transversal à ligação;

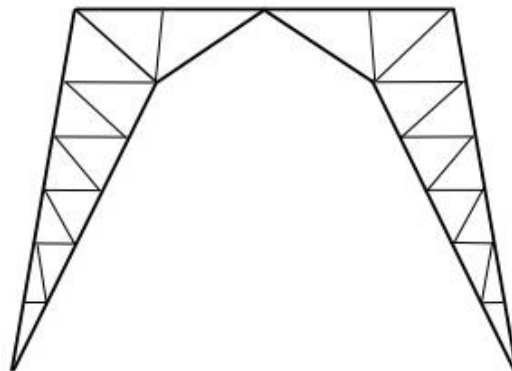


Figura 2.3 – Modelo de contraventamento tipo “K” quebrado (Fonte: EC3-3-1)

- Modelo tipo pórtico – É introduzido um elemento horizontal na zona de quebra de forma a tornar o painel num modelo tipo pórtico como mostra a Figura 2.4. Esta opção provoca uma falta de articulação no contraventamento tipo “K”.

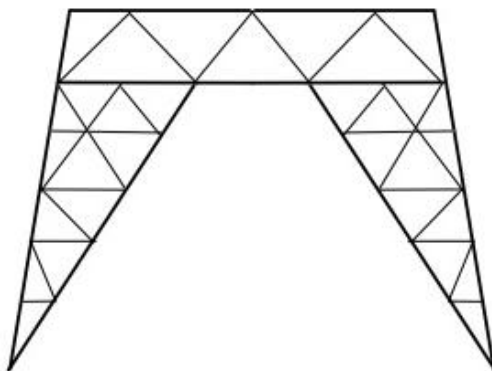


Figura 2.4 – Modelo de contraventamento tipo pórtico (Fonte: EC3-3-1)

- Contraventamento articulado múltiplo - Nesta configuração, os elementos de contraventamento são articulados e ligados entre si em todas as intersecções existentes;
- Elementos secundários de contraventamento – Os elementos secundários de contraventamento são todos aqueles que têm como função diminuir a esbelteza dos elementos principais;

Relativamente à fundação deste tipo de estruturas, o tipo mais utilizado denomina-se por “pés de galinha” que consiste em fundações isoladas para cada apoio (perna) da estrutura conferindo uma menor rigidez. Uma fundação constituída por um único bloco de suporte de todos os apoios da estrutura representa uma elevada rigidez no que diz respeito a um momento criado na ligação à fundação devido à ação do vento podendo neste caso provocar fissuras no bloco e uma degradação mais célere do mesmo. O dimensionamento da fundação deste tipo de estruturas não será focado neste trabalho.

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Os esforços de cálculo a que estão sujeitos os elementos estruturais são fruto de uma análise global da estrutura. Essa análise deve ser uma representação fiel do comportamento real da estrutura. O resultado obtido pela análise comportamental da estrutura está tanto mais próximo do comportamento real da estrutura quanto menor é o grau de simplificação adotado.

A recriação do comportamento da estrutura num modelo de cálculo surge através da adoção de hipóteses que incidem sobre as características das equações de equilíbrio e de compatibilidade.

O método mais simples de análise estrutural é a análise linear (análise linear de 1ª ordem) que pressupõe um comportamento linear da estrutura aos níveis físico e geométrico. Esta análise simplista do comportamento estrutural não prevê:

Efeitos fisicamente não lineares – efeitos relacionados com as propriedades físicas dos materiais utilizados na estrutura. O comportamento não linear do material “ocorre quando as cargas aplicadas à estrutura levam as tensões estabelecidas a atingir a tensão de cedência do material, reduzindo a sua capacidade resistente devido à plastificação do mesmo” [11];

Efeitos de segunda ordem – ocorrem aquando do carregamento de uma estrutura provocando uma deformação desviando-a da sua posição em repouso. Este desvio da estrutura faz com que as forças “atuem segundo posições diferentes daquelas que foram definidas na geometria inicial indeformada da estrutura” [11]. Os efeitos de segunda ordem podem ser globais ou locais. Os efeitos de segunda ordem globais podem ser desprezados se um pórtico for suficientemente rígido, premissa essa a ser considerada satisfeita se forem cumpridos os critérios estabelecidos pela parte 1-1 do Eurocódigo 3.

2.3.1 EFEITO DAS IMPERFEIÇÕES

Os elementos estruturais não estão isentos de imperfeições tanto no que se refere ao seu processo de fabrico como ao seu processo de montagem. Estas imperfeições podem ser tensões instaladas na estrutura em repouso e imperfeições geométricas como a falta de verticalidade e retilinearidade. Como tal na análise da estrutura deve ser incorporado este fator porque pode conduzir a alterações dos esforços da estrutura. Ao nível das imperfeições geométricas distinguem-se dois tipos:

- Imperfeições globais dos pórticos e sistemas de contraventamento
- Imperfeições locais dos elementos

O efeito das imperfeições globais deve ser tido em conta em pórticos suscetíveis de instabilizarem, incorporando-o na análise global do pórtico assumindo:

- Falta de verticalidade inicial das colunas do pórtico – cláusula 5.3.2 a)
- Sistema de forças horizontais equivalentes – cláusula 5.3.2(7) da parte 1-1 do Eurocódigo 3

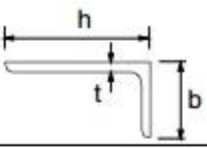
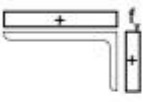
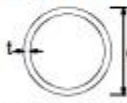
Este efeito pode ser desprezado sempre que se verifique a condição prevista na cláusula 5.3.2(4)B da parte 1-1 do Eurocódigo 3.

O efeito das imperfeições locais segundo o Eurocódigo 3 “deve ser tido em conta na análise estrutural, através de uma deformada inicial dos elementos ou com o uso de um sistema de forças horizontais equivalentes” [11].

2.3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Na análise estrutural é necessário classificar as secções transversais de todos os elementos que compõem a estrutura. Esta classificação tem como objetivo traduzir a forma como os fenómenos de encurvadura local influenciam a resistência e a capacidade

Quadro 2.1 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos
(Fonte: EC3-1-1)

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)				Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

de rotação de cada secção. De acordo com a cláusula 5.5.2 da parte 1-1 do Eurocódigo 3, consoante a capacidade de rotação e formação de rótula plástica as secções são distribuídas por classes de 1 a 4. Esta classificação depende da relação entre a largura e a espessura (c/t) dos componentes comprimidos podendo estes ser de classes diferentes, adotando-se como classe da secção transversal a classe mais elevada atribuída um componente. Os valores limite das relações c/t são indicados no Quadro 2.1.

As secções de classe 4 estão impedidas de desenvolver toda a sua capacidade elástica, devido à ocorrência de encurvadura local. Assim e para ter em consideração a redução que este fenómeno induz na resistência da secção, são adotadas larguras efetivas, reduzidas das zonas com maior suscetibilidade de ocorrência de instabilidade.

A única alteração na verificação da segurança de um elemento à compressão é que nas secções de classe 4 ter-se-á em consideração uma área efetiva. A determinação desta área efetiva é realizada de acordo com a cláusula 4.4 da Parte 1-5 do EC3 que se traduz na seguinte sequência de cálculo:

$$A_{eff} = \rho \cdot A_c \quad (2.1)$$

Em que:

A_{eff} área efetiva da secção reduzida das zonas mais suscetíveis de ocorrência de instabilidade local;

A_c área bruta da secção;

ρ fator de redução por encurvadura local;

Elementos internos à compressão

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 & \bar{\lambda}_p &\leq 0,673 \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \varphi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \bar{\lambda}_p &> 0,673, \text{ onde } (3 + \varphi) \geq 0 \end{aligned}$$

Elementos salientes à compressão

$$\begin{aligned} \rho &= 1,0 & \bar{\lambda}_p &\leq 0,748 \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \bar{\lambda}_p &> 0,748 \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad (2.2)$$

A cláusula 6.2.1(1) da Parte 3-1 da EN 1993 propõe que na relação largura-espessura de cantoneiras (Quadro 5.2 da EN 1993-1-1) se utilize $(h - 2t)/t$ em vez de h/t , assim e

de acordo com este principio a cláusula 6.3.1(2) da mesma norma sugere que no cálculo de $\bar{\lambda}_p$, \bar{b} seja substituído por $(h - 2t)$, de acordo com a seguinte equação:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{(h - 2t)/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad (2.3)$$

A mesma cláusula fixa o valor $k_\sigma = 0,43$.

É importante referir que a simples substituição de h/t por $(h - 2t)/t$ torna o cálculo menos conservativo, diminuindo o numero de cantoneiras de classe 4.

2.3.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES

O conhecimento do comportamento das ligações de uma estrutura é fundamental, visto que na análise de esforços numa estrutura metálica deve-se incluir a influência das ligações nos elementos. A análise realizada às ligações antes do seu dimensionamento é efetuada com base no comportamento da estrutura no estado limite adequado.

Ao abrigo do disposto na cláusula 5.2.2 da EN 1993-3-1 as juntas de uma estrutura triangulada são classificadas ao nível da rigidez e resistência como nominalmente articuladas (cláusulas 5.2.2.2 e 5.2.3.2 da EN 1993-1-8). Em relação aos elementos principais de suporte a cláusula 5.2.3 da EN 1993-3-1 refere que a análise elástica deve assumir elementos contínuos, com ligações rígidas que satisfaçam os requisitos da cláusula 5.2.2.3 da EN 1993-1-8, ou seja uma junta com rigidez de rotação suficiente para justificar uma análise baseada na continuidade total.

No presente trabalho a estrutura triangulada terá juntas de ligação articuladas, capazes de transmitir esforços sem a ocorrência de momentos significativos que possam afetar os elementos ou a estrutura no seu todo e uma estrutura de suporte de elementos contínuos com ligações rígidas.

2.4 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES

Os coeficientes parciais de segurança utilizado neste tipo de estruturas não sofrem qualquer tipo de alteração, mantendo-se os valores definidos no Anexo Nacional da parte 1-1 do Eurocódigo 3. Os valores a utilizar estão fixados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Coeficientes parciais de segurança (Adaptação - Fonte: EC3-1-1)

Resistência dos elementos à cedência	$\gamma_{M0} = 1,0$
Resistência dos elementos à encurvadura	$\gamma_{M1} = 1,0$
Resistência da secção útil na zona com furos de ligação	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistência dos parafusos	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistência ao escorregamento	$\gamma_{M3} = 1,25$

2.4.1 DIMENSIONAMENTO À TRAÇÃO

As cantoneiras serão ligadas por parafusos. Este tipo de ligações devido à sua flexibilidade, não permite a formação de momentos fletores, assim os esforços a ter em conta no dimensionamento destes elementos serão axiais sendo necessária especial atenção para a existência de fenómenos de encurvadura.

A verificação da resistência à tração dos elementos deverá cumprir o estabelecido na cláusula 6.2.3 da EN 1993-1-1.

O valor de cálculo do esforço de tração atuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.4)$$

Pode-se verificar em secções com ligações aparafusadas, uma redução da resistência à tração devido à diminuição de secção e concentração de tensões junto aos furos. Esta

redução poderá também ter como causa a existência de momentos parasitas provocados por excentricidades junto às ligações.

Na existência de furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação deve ser obtido tendo como base uma secção útil reduzida A_{net} calculada de acordo com a cláusula 6.2.2 da parte 1-1 do Eurocódigo 3..

Assim, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração $N_{t,Rd}$ deverá ser considerado igual ao menor dos seguintes valores:

Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.5)$$

Valor de cálculo da resistência última da secção útil:

$$1 \text{ parafuso} \quad N_{u,Rd} = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_0)tf_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.6)$$

$$2 \text{ parafusos} \quad N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.7)$$

$$3 \text{ ou mais} \\ \text{parafusos} \quad N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.8)$$

Em que:

β_2 e β_3 coeficientes de redução função da distância p_1 , como indicado na Tabela 2.2 **Erro! A origem da referência não foi encontrada..** Para valores intermédios de p_1 , o valor de β poderá ser determinado por interpolação linear;

Tabela 2.2 - Coeficientes de redução β_2 e β_3 (Fonte: EC3-1-1)

Distância	p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 parafusos	β_2	0,4	0,7
3 ou mais parafusos	β_3	0,5	0,7

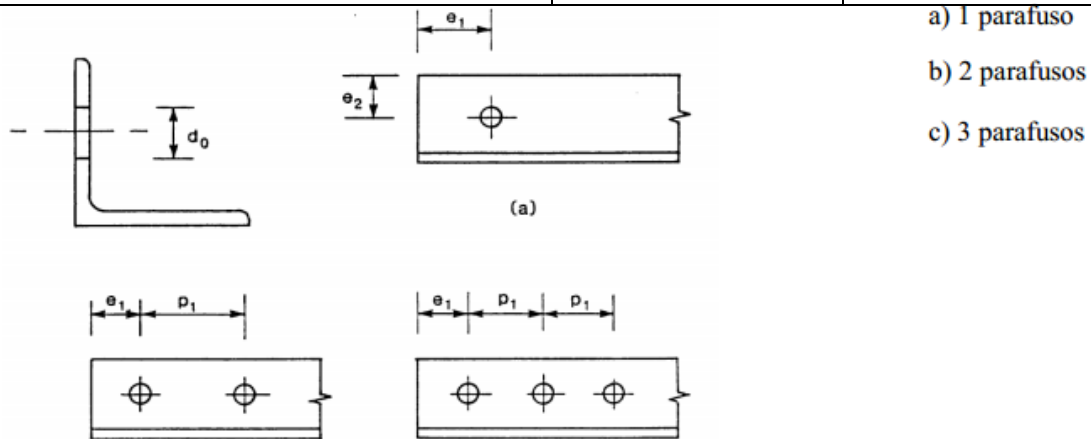


Figura 2.5 - Cantoneiras ligadas por uma aba (Fonte: EC3-1-1)

Os valores de p_1 e e_2 correspondem às distâncias entre parafusos (distância entre eixos) do mesmo alinhamento e à distância do eixo do parafuso à extremidade da aba da cantoneira, como mostra Figura 2.5.

A_{net} área da secção útil da cantoneira. Para uma cantoneira com abas desiguais ligada pela aba menor, deverá considerar-se que A_{net} é igual à área útil da secção de uma cantoneira equivalente de abas iguais com dimensões iguais às da aba menor.

2.4.2 DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO

O dimensionamento de elementos submetidos a esforços de compressão deverá seguir um dos seguintes procedimentos:

Método 1 - EN 1993-1-1 tendo em conta a existência de excentricidades

Método 2 - Anexos G e H da EN 1993-3-1

Método 1

O valor de cálculo do esforço de compressão atuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.9)$$

Em que:

$N_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme. Este valor é determinado do seguinte modo:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais das Classe 1, 2 ou 3} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais da Classe 4} \quad (2.11)$$

Não existe qualquer tipo de alteração no modo de dimensionamento em elementos que possuam furos desde que estes se encontrem preenchidos com elementos de ligação, excetuando os casos de furos sobredimensionados ou ovalizados como definido na EN 1090.

É também necessário verificar a resistência à encurvadura (geralmente condicionante).

Para isso afeta-se o valor resistente através de um fator de redução devido à encurvadura χ . A verificação é realizada do seguinte modo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.12)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais da Classe 1, 2 ou 3} \quad (2.13)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais da Classe 4} \quad (2.14)$$

Em que:

χ fator de redução para o modo de encurvadura relevante, obtido através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (2.15)$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (2.16)$$

α fator de imperfeição; no caso das cantoneiras a curva de encurvadura é b, correspondendo assim a $\alpha = 0,34$;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y/N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (2.17)$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ em N/mm}^2) \quad (2.18)$$

Nos casos em que $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, os efeitos da encurvadura poderão ser desprezados, sendo apenas necessárias as verificações de segurança das secções transversais.

Método 2

Neste método, o coeficiente de redução χ e o coeficiente ϕ devem ser determinados através do coeficiente efetivo de esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{eff}$ em vez de $\bar{\lambda}$ (coeficiente de esbelteza adimensional).

No caso de cantoneiras com pelo menos 2 parafusos (caso existam), deverá ser tido em conta um fator de redução η no cálculo da resistência à encurvadura em que:

$\eta = 0,8$ para cantoneiras ligadas por 1 parafuso em cada topo;

$\eta = 0,9$ para cantoneiras ligadas por 1 parafuso num topo e continua ou com uma ligação rígida no outro topo;

Neste caso a verificação será:

$$N_{b,Rd} = \eta \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais da Classe 1, 2 ou 3} \quad (2.19)$$

$$N_{b,Rd} = \eta \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais da Classe 4} \quad (2.20)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{eff}^2}}, \quad \text{mas } \chi \leq 1,0 \quad (2.21)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{eff} - 0,2) + \bar{\lambda}_{eff}^2 \right] \quad (2.22)$$

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \bar{\lambda} \quad (2.23)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (2.24)$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ em N/mm}^2) \quad (2.25)$$

Em que:

- α fator de imperfeição, obtido através do Quadro 6.1 da da parte 1-1 do Eurocódigo 3. Neste trabalho apenas serão utilizadas cantoneiras, que correspondem à curva de encurvadura b logo o valor de α será 0,34;
- λ valor da esbelteza para o modo de encurvadura considerado de acordo com o anexo H da parte 3-1 do Eurocódigo 3.
- k fator efetivo de esbelteza;

O fator k varia de acordo com a função do elemento na estrutura. De acordo com esta classificação k será definido como:

Elementos de suporte “Pernas” – o valor de k é determinado de acordo com a Figura 2.7.

Elementos de contraventamento diagonal – o valor de k é determinado tendo em conta a configuração do contraventamento e as ligações aos elementos de suporte “Pernas” (ver Figura 2.6). Na ausência de informações mais precisas, este valor é obtido através da Figura 2.8.

Elementos de contraventamento horizontal – no caso de contraventamento tipo “K” sem plano de contraventamento, com compressão em metade do seu comprimento e tração na outra metade, o valor de k para encurvadura transversal à estrutura deve ser determinado de acordo com a Figura 2.8 e multiplicado pelo fator k_1 obtido na Figura 2.9, que depende da relação do esforço de tração, N_t e do esforço de compressão N_c .



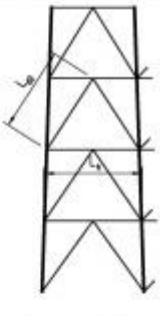
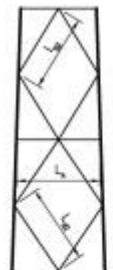

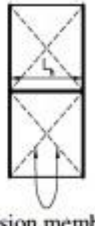
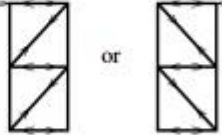

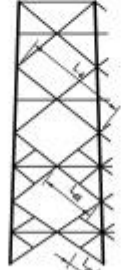
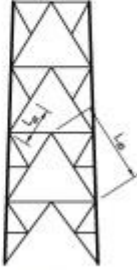

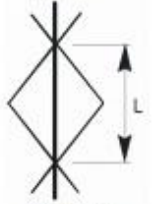
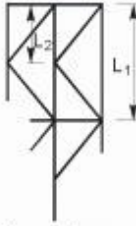
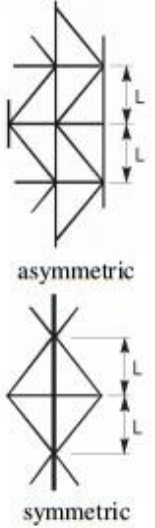

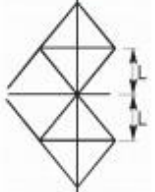
Typical primary spacing patterns					
parallel or tapering			usually tapering		usually parallel
					
I	II	III	IV	V	VI
Single lattice	Cross bracing	K-bracing	Discontinuous bracing with continuous horizontal intersections	Multiple lattice bracing	Tension bracing
$L_{di} = L_d$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$	$L_{di} = L_{d2}$		
Typical secondary bracing patterns (see also Figure H.2)				NOTE: The tension members in pattern VI are designed to carry the total shear in tension, e.g. 	
					
IA	IIA	IIIA	IVA		
	Cross bracing	K-bracing	Cross bracing with secondary members		
	$L_{di} = L_{d1}$	$L_{di} = L_{d1}$ $L_{di} = L_{d2}$ on rectangular axis	$L_{di} = L_{d1}$		

Figura 2.6 – Disposições comuns das barras (Fonte: EC3-3-1)

Symmetrical bracing			Unsymmetrical bracing			
Section	$L^{(3)}$	$\oplus \bullet \circ$	Section	$L^{(3)}$		$\oplus \bullet \circ$
Axis	v - v	y - y	Axis	v - v	y - y	y - y
 <p>Case (a) Primary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 <p>discontinuous top end with horizontals</p> <p>Case (d) Primary bracing at both ends</p>	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ but $\geq 1,08$ and $\leq 1,2$ on $L_2^{(2)}$	$1,2 \left(0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \right)$ but $\geq 1,08$ and $\leq 1,2$ on L_1	$1,0$ on $L_1^{(1)}$
 <p>asymmetric</p> <p>symmetric</p> <p>Case (b) Primary bracing at one end and secondary bracing at the other</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0^{(1)}$	 <p>Case (e) Primary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$ on $L_2^{(2)}$	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$ on L_1	$1,0$ on $L_1^{(1)}$
 <p>Case (c) Secondary bracing at both ends</p>	$0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10}$ but $\geq 0,9$ and $\leq 1,0$	$1,0$				

NOTE 1: A reduction factor may be justified by analysis.
NOTE 2: Only critical if very unequal angle section is used.
NOTE 3: The above values only apply to 90° angles.

Figura 2.7 – Fator efetivo de esbelteza para elementos de suporte (Fonte: EC3-3-1)

Type of restraint	Examples	Axis	k
Discontinuous both end (i.e. single bolted at both ends of member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,58}{\lambda_z}$
Continuous one end (i.e. single bolted at one end and either double bolted or continuous at other end of member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$
Continuous both ends (i.e. double bolted at both ends, double bolted at one end and continuous at other end, or continuous at both ends of the member)		v-v	$0,7 + \frac{0,35}{\lambda_y}$
		y-y	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_y}$
		z-z	$0,7 + \frac{0,40}{\lambda_z}$

NOTE 1: Above details are shown for illustrative purposes only and may not reflect practical design aspects.
NOTE 2: Details are shown for connections to angle legs. The factor K applies equally to connections to tubular or solid round legs through welded gusset plates.

Figura 2.8 - Fator efetivo de esbelteza k para elementos de contraventamento (Fonte: EC3-3-1)

Ratio $\frac{N_t}{N_c}$	Modification factor, k_1
0,0	0,73
0,2	0,67
0,4	0,62
0,6	0,57
0,8	0,53
1,0	0,50
A value of 1,0 applies when the ratio $\frac{N_t}{N_c}$ is negative (i.e. when both members are in compression).	

Figura 2.9 - Fator de modificação k_1 (Fonte: EC3-3-1)

Tal como o fator k , a determinação do valor do comprimento de encurvadura e esbelteza dos elementos varia consoante a função que estes têm na estrutura.

No caso de elementos de suporte, a sua esbelteza geralmente não é superior a 120. No cálculo da esbelteza, o comprimento de encurvadura a utilizar será igual ao comprimento real do elemento, no caso de o elemento ser cantoneira, submetida a esforços de compressão, contraventada simetricamente em 2 planos normais entre si, ou planos com amplitude superior a 60° , no caso de estruturas trianguladas.

Os elementos de contraventamento podem ser considerados principais ou secundários. Estes últimos podem ser utilizados para subdividir um elemento primário ou um elemento de suporte “Perna” como é demonstrado nos exemplos IA, IIA, IIIA e IVA da Figura 2.6 e pela Figura 2.10.

Os valores da esbelteza destes elementos devem respeitar os seguintes limites:

- Elementos principais de contraventamento – $\lambda \leq 180$
- Elementos secundários de contraventamento – $\lambda \leq 250$
- Malha de contraventamento - $\lambda \leq 350$ (Figura 2.6 (V))

A esbelteza deve ser calculada do seguinte modo:

$$\lambda = \frac{L_{di}}{i_{vv}} \quad (2.26)$$

Em que os valores de L_{di} são os indicados na Figura 2.6.

No grupo de elementos considerados como de contraventamento existem elementos que cumprem funções específicas fazendo variar o seu comprimento na verificação à encurvadura, tal como mencionado na cláusula 2.2 deste trabalho. De acordo com a classificação dada a esses elementos os comprimentos de encurvadura são:

Elementos cruzados/travamentos

O comprimento do sistema a ser utilizado no cálculo da resistência à encurvadura é Ld e tal como o raio de giração deve ser em relação ao eixo paralelo ao plano de contraventamento. A esbelteza (no caso de cantoneiras) pode ser determinada do seguinte modo:

$$\lambda = \frac{Ld}{i_{yy}} \text{ ou } \lambda = \frac{Ld}{i_{yy}} \quad (2.27)$$

Elementos tracionados

O comprimento de encurvadura a ser utilizado para o cálculo da esbelteza está indicado na Figura 2.6.

Elementos cruzados com elementos secundários

Os comprimentos a considerar estão indicados na Figura 2.6 (IIA e IVA).

Elementos cruzados descontínuos intersetados com elementos horizontais contínuos

Os comprimentos a considerar estão indicados na Figura 2.6 (IV).

Elementos cruzados com elementos de canto diagonais

Elementos dispostos como demonstra a Figura 2.10(b).

É necessário realizar as seguintes verificações de resistência à encurvadura:

- Encurvadura de um elemento submetido ao esforço máximo ao longo do comprimento Ld_1 em relação ao menor eixo;
- Encurvadura de um elemento submetido ao esforço máximo ao longo do comprimento Ld_2 transversal aos eixos perpendiculares;
- Encurvadura de dois elementos submetidos à soma algébrica dos esforços em contraventamento cruzado ao longo do comprimento Ld_3 em relação aos eixos transversais;
- Encurvadura de dois elementos (um em cada duas faces adjacentes) submetidos à soma algébrica dos esforços em dois elementos ligados por contraventamento diagonal ao longo do comprimento Ld_4 em relação aos eixos transversais. Neste caso a resistência total deve ser calculada como sendo a soma de todas as resistências à encurvadura de ambos os membros à compressão como referido para os elementos de contraventamento cruzado;
- Encurvadura de quatro elementos (cada elemento do contraventamento cruzado em duas faces adjacentes) relativa à soma algébrica dos esforços a atuar nos quatro elementos ao longo do comprimento Ld em relação aos eixos transversais.

Elementos diagonais de contraventamento tipo “K”

Na ausência de qualquer elemento secundário como indicado na Figura 2.6 (III), o comprimento crítico do sistema pode ser considerado Ld_2 em relação ao menor eixo.

Quando existe contraventamento secundário nas faces mas não existe contraventamento horizontal como indicado na Figura 2.6 (IIIA) o comprimento crítico

do sistema deve ser Ld_2 para os eixos retangulares apropriados. Para este caso a esbelteza é obtida do seguinte modo:

$$\lambda = \frac{Ld_2}{i_{yy}} \text{ ou } \lambda = \frac{Ld_2}{i_{zz}} \quad (2.28)$$

Nos casos em que existe contraventamento secundário e escoramento triangulado como indicado na Figura 2.10(c), o comprimento do sistema Ld_4 (entre os elementos pertencentes ao escoramento) deve ser utilizado para verificar a resistência à encurvadura transversal do contraventamento da face em relação aos eixos retangulares apropriados. Assim a esbelteza é obtida do seguinte modo:

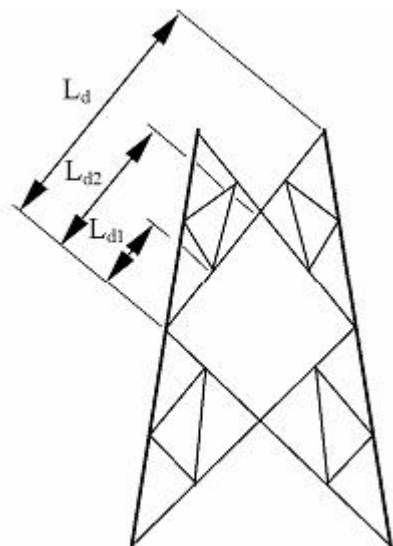
$$\lambda = \frac{Ld_4}{i_{yy}} \text{ ou } \lambda = \frac{Ld_4}{i_{zz}} \quad (2.29)$$

Elementos horizontais de uma face com contraventamento horizontal

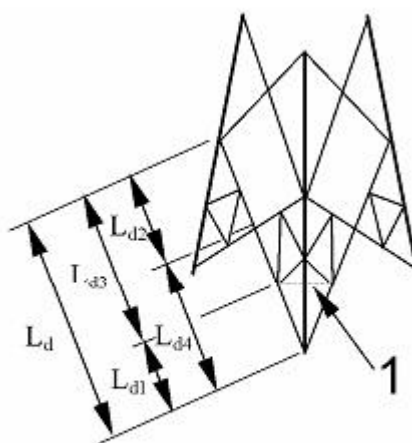
O comprimento do sistema de um elemento horizontal em relação à encurvadura deve ser tomado como a distância entre os pontos de interseção no plano de contraventamento para encurvadura transversal e a distância entre os apoios do plano de encurvadura no plano de estrutura.

Deve ser tomada especial atenção na escolha dos eixos (vv ou yy) no caso de cantoneiras simples.

A Figura 2.2 mostra exemplos de contraventamento horizontal em vista superior.



a) [IIB]

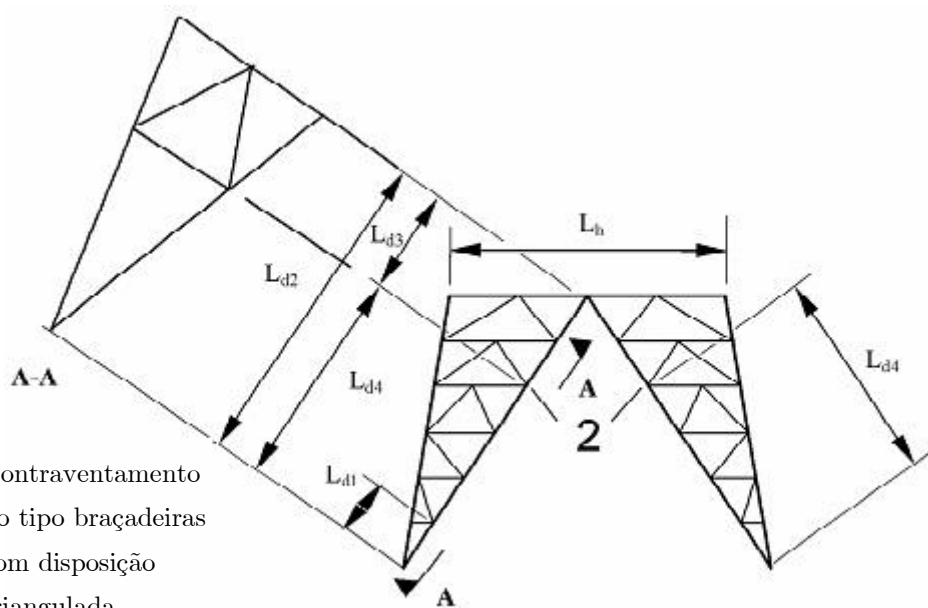


b) [IIC]

Contraventamento cruzado com elementos diagonais de canto

Legenda:

1 Apoio de canto



Contraventamento do tipo braçadeiras com disposição triangulada

c) [IIB]

Legenda:

2 Braçadeiras

Figura 2.10 – Sistemas de contraventamento secundário (Fonte: EC3-3-1)

Elementos horizontais sem plano de contraventamento

Deve ser utilizado o raio de giração retangular para encurvadura transversal ao modelo ao longo do comprimento L_h como mostra a Figura 2.11(a). No caso de cantoneiras simples, deve ser utilizado o raio de giração em relação ao sistema de eixos vv ao longo do comprimento L_{h2} a menos que exista contraventamento secundário disposto em intervalos ao longo do comprimento L_h , nesse caso o comprimento do sistema a adotar será L_{h1} , como indicado na Figura 2.11 (b).

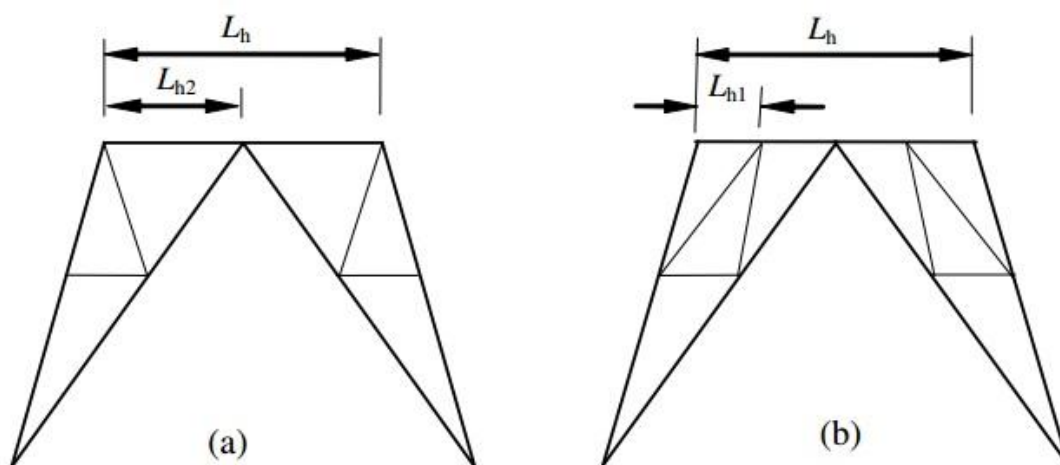


Figura 2.11 – Contraventamento horizontal tipo “K” sem plano de contraventamento
(Fonte:EC3-3-1)

$$\text{Caso (a)} \quad \lambda = \frac{L_{h2}}{i_{vv}} \quad \text{e} \quad \lambda = \frac{L_h}{i_{zz}} \quad (2.30)$$

$$\text{Caso (b)} \quad \lambda = \frac{L_{h1}}{i_{vv}} \quad \text{e} \quad \lambda = \frac{L_h}{i_{zz}} \quad (2.31)$$

Nota: Estas equações apenas se referem à utilização de cantoneiras.

Contraventamento articulado múltiplo

Numa configuração de contraventamento articulado múltiplo, os elementos de contraventamento, que são contínuos e ligados entre si em todas as intersecções, devem ser projetados como elementos secundários e o comprimento do sistema considerado igual à distância entre os elementos de suporte com o raio de giração apropriado (i_{yy} ou i_{zz}) como indicado na Figura 2.12.

A esbelteza do painel deverá ser inferior a 350.

No caso de cantoneiras deve ser verificada a seguinte condição:

$$\frac{i_{yy}}{i_{vv}} > 1,50$$

i_{yy} raio de giração relativo ao eixo paralelo ao plano

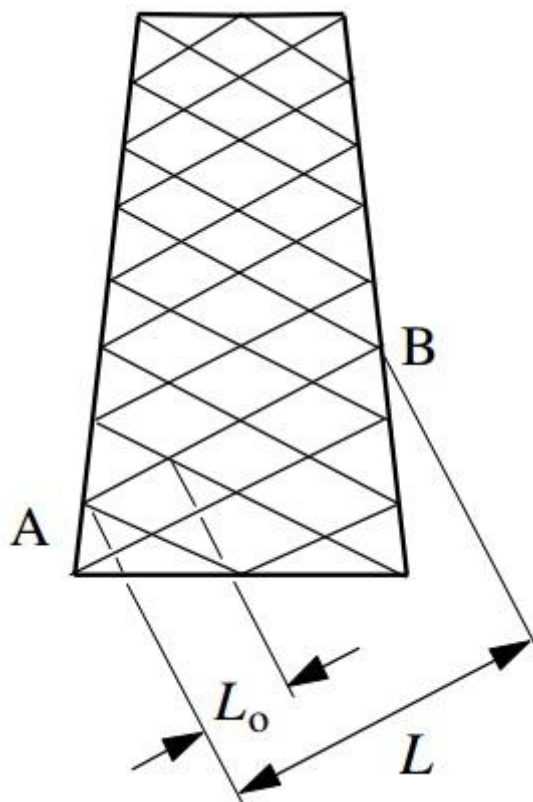


Figura 2.12 – Contraventamento articulado múltiplo (Fonte: EC3-3-1)

A verificação da estabilidade do elemento A-B, é realizada em função do comprimento crítico do sistema L_o para uma esbelteza (no caso de cantoneiras):

$$\lambda = \frac{L_o}{i_{vv}} \quad (2.32)$$

Elementos secundários de contraventamento

Para se dimensionar estes elementos, deve ser considerada a aplicação de uma força nominal no ponto onde se considere necessária a colocação do elemento de contraventamento.

Esta força é expressa por uma percentagem, p , da força axial do elemento a ser estabilizado e depende da esbelteza desse elemento. Este valor pode ser obtido através das seguintes expressões:

$$\begin{aligned} p &= 1,41 & \lambda < 30 \\ p &= \frac{(40 + \lambda)}{50} & 30 \leq \lambda \leq 135 \\ p &= 3,5 & \lambda > 135 \end{aligned} \quad (2.33)$$

Caso exista mais do que um nó intermédio num painel, o sistema de contraventamento secundário deve ser verificado individualmente considerando $p=2,5\%$ da força axial do elemento a estabilizar, repartida equitativamente entre todos os nós intermédios. A distribuição das forças deve ser determinada por análise linear elástica.

Os efeitos provocados por esta força nominal devem, geralmente, ser acrescidos aos efeitos provocados pelas forças primárias, calculadas através da análise global de esforços. No caso de torres treliçadas com uma configuração estrutural convencional, ou seja sem grandes diferenças de simetria, não é necessário adicionar esta força às forças

primárias, desde que tenha sido verificada a resistência do contraventamento principal relativamente a esta força nominal e as forças primárias sejam inferiores.

2.5 LIGAÇÕES

Para responder da melhor forma às ações impostas, pretende-se que esta estrutura tenha um comportamento flexível. Esta necessidade de flexibilidade prende-se com a existência de ações cíclicas, neste caso a ação do vento. Os efeitos da ação do vento na estrutura não são compatíveis com a rigidez que as ligações soldadas proporcionam, também devido a esses efeitos estas ligações podem romper facilmente.

Esta estrutura deverá dimensionada com ligações aparafusadas e o método de cálculo deverá seguir o disposto na parte 1-8 do Eurocódigo 3.

O método de cálculo destas ligações é simples pelo facto dos elementos estruturais se encontrarem apenas submetidos a esforços axiais e considerar-se que as ligações serão não pré-esforçadas.

2.5.1 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

De acordo com o estipulado na parte 1-8 do Eurocódigo 3 as ligações tracionadas serão de Categoria D (ligações não pré-esforçadas). “Nesta categoria, deverão utilizar-se parafusos das classes 4.6 a 10.9, inclusive”[4].

As verificações a realizar são:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad (2.34)$$

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} \quad (2.35)$$

Em que:

$F_{t,Ed}$ Valor de cálculo do esforço de tração (N_{Ed})

$F_{t,Rd}$ Valor de resistência à tração do parafuso

$B_{p,Rd}$ Valor de resistência ao punçoamento do parafuso

Verificação da resistência à tração

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (2.36)$$

Em que:

$k_2 = 0,63$ para parafuso de embeber e $k_2 = 0,9$ nos restantes casos;

f_{ub} Valores nominais da tensão de rotura à tração para parafusos em N/mm^2
(Quadro 3.1 da parte 1-8 do Eurocódigo 3);

A_s Área do parafuso;

$\gamma_{M2} = 1,25$;

Verificação da resistência ao punçoamento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2} \quad (2.37)$$

Em que:

d_m diâmetro;

t_p espessura total das forras;

f_u valores nominais da tensão de rotura à tração para secções em N/mm^2
(Quadro 3.1 da parte 1-1 do Eurocódigo 3);

2.5.2 LIGAÇÕES CONSTRUTIVAS

Além das ligações convencionais, esta estrutura terá ligações entre os elementos cruzados de forma a manter os elementos ligados para evitar vibrações desnecessárias.

Esta ligação será realizada por um parafuso e terá apenas como função a união dos dois elementos sem o objetivo de transmissão de esforços.

Como a verificação realizada para avaliação da resistência nas restantes zonas de ligação é mais desfavorável devido ao maior número de furos, não é necessária a verificação das ligações construtivas.

3 AÇÕES DE PROJETO

3.1 GENERALIDADES

As ações de projeto a considerar são o peso próprio como carga permanente, ações variáveis onde estão implícitas, devido às condições climáticas e zoneamento, as ações do vento e o gelo e ações devido à manutenção da estrutura.

A ação do vento é considerada a ação condicionante, pelo motivo de que existe dependendo da localização geográfica da estrutura, com maior ou menor intensidade dependendo da sua localização e pelo facto de estar mais ou menos protegido por outras edificações

Também existe o problema da formação de gelo. A existência e o tipo de gelo dependem da existência de vários fatores, sendo eles a temperatura, a humidade relativa. A sua forma de deposição depende também da ação do vento. Tal como o vento a intensidade desta ação, sobre a estrutura, varia de acordo com a sua localização (altitude) e a altura da estrutura.

3.2 COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA PARA AS AÇÕES

As classes atribuídas pretendem demonstrar o grau de importância de uma estrutura e a maior ou menor gravidade da ocorrência de uma falha estrutural, devido a ações acidentais. Esta classificação é realizada de acordo com a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Classes de importância das torres (Fonte:EC3-3-1)

Classe de importância	
3	Torres em meios urbanos, ou que a sua falha provoque feridos mortos: Torres de comunicações vitais; Demais estruturas em que a consequência de uma falha tem repercussões graves
2	Todas as torres que não se enquadrem nas classes 1 ou 3
1	Torres construídas em terrenos desprovidos de edificações; Torres em que a sua falha não ponha em risco a vida de pessoas

Para as classes de importância atribuídas de acordo com a Tabela 3.1 correspondem os coeficientes de segurança representados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Coeficientes parciais de segurança

Tipo de efeito	Classe de importância	Ações permanentes γ_G	Ações variáveis γ_Q
Desfavorável	3	1,2	1,6
	2	1,1	1,4
	1	1,0	1,2
Favorável	Todas as classes	1,0	0,0
Situações acidentais		1,0	1,0

3.3 CARGAS PERMANENTES

As cargas permanentes a considerar nesta estrutura são o peso próprio dos elementos estruturais, dos elementos acessórios e dos cabos.

3.4 VENTO

O vento é considerado a ação variável mais condicionante, devido à sua ocorrência em todos os elementos da torre e pela sua forma de atuação sobre a mesma. Não atua de forma uniforme, nem com a mesma intensidade nem em períodos iguais não sendo assim possível fazer uma análise fiel do efeito desta ação. Deve-se ter especial atenção relativamente a esta ação e ao seu efeito na estrutura devido às flutuações de tensão que induzem o fenómeno de fadiga na estrutura. A fadiga é um fenómeno que se dá devido à existência de ações que não tem o mesmo nível de intensidade nem uma forma de atuação uniforme, provocando uma propagação gradual de fendas que pode levar à rotura da estrutura.

Na análise de comportamento, o vento é considerado como a ação dominante.

A análise desta ação sobre a estrutura será realizada de acordo com parte 1-4 do Eurocódigo 1 e parte 3-1 do Eurocódigo 3. Serão feitas, comparações ao longo deste capítulo relativamente à utilização destes dois documentos.

Para efeitos do cálculo da força do vento, a estrutura deve ser dividida em secções, que compreendam vários painéis iguais ou muito parecidos. Devem ser omitidas, na determinação da área projetada da estruturas, as projeções de elementos de contraventamento de faces paralelas à direção do vento e contraventamento horizontal.

A ação da força do vento numa secção ou componente deve ser determinada de acordo com a expressão definida em 5.3 (2) da parte 1-4 do Eurocódigo 1, que corresponde à expressão (3.1), deste documento.

$$F_w(z_e) = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.1)$$

Em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural, obtido de acordo com a cláusula 3.4.1;

$\sum_{\text{elementos}} c_f$ coeficiente de força relativo aos elementos de construção;

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ;

$$q_p(z_e) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.2)$$

$c_e(z)$ coeficiente de exposição. Deve ser obtido através da Figura 3.1, (figura NA-4.2 do Anexo Nacional da parte 1-4 do Eurocódigo 1) em função da altura acima do solo e da categoria do terreno, considerando $C_o(z) = 1,0$ e $k_l = 1,0$.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.3)$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.4)$$

ρ massa volúmica do ar ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$);

v_b valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10m acima da superfície de um terreno da categoria II;

$v_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento;

De acordo com o Anexo Nacional, para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, considera-se que o país está dividido em duas zonas:

Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou a altitudes superiores a 600m.

Os valores básicos das velocidades de referência do vento estão representados na Tabela 3.3 (Quadro NA.I do Anexo Nacional da parte 1-4 do Eurocódigo 1).

Tabela 3.3 - Valor básico da velocidade de referência do vento (Fonte: EC1-1-4)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Tabela 3.4 – Categorias e parâmetros do terreno (Fonte: EC1-1-4)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura media superior a 15m	1,0	15

A categoria de terreno a considerar, depende da rugosidade do solo e da sua maior ou menor exposição ao vento, considerando também relevante a localização costeira e consequente exposição aos ventos de mar. Estas categorias estão definidas na Tabela 3.4. De acordo com as categorias do terreno e altura dos elementos obtém-se o coeficiente de exposição $c_e(z)$ através da Figura 3.1.

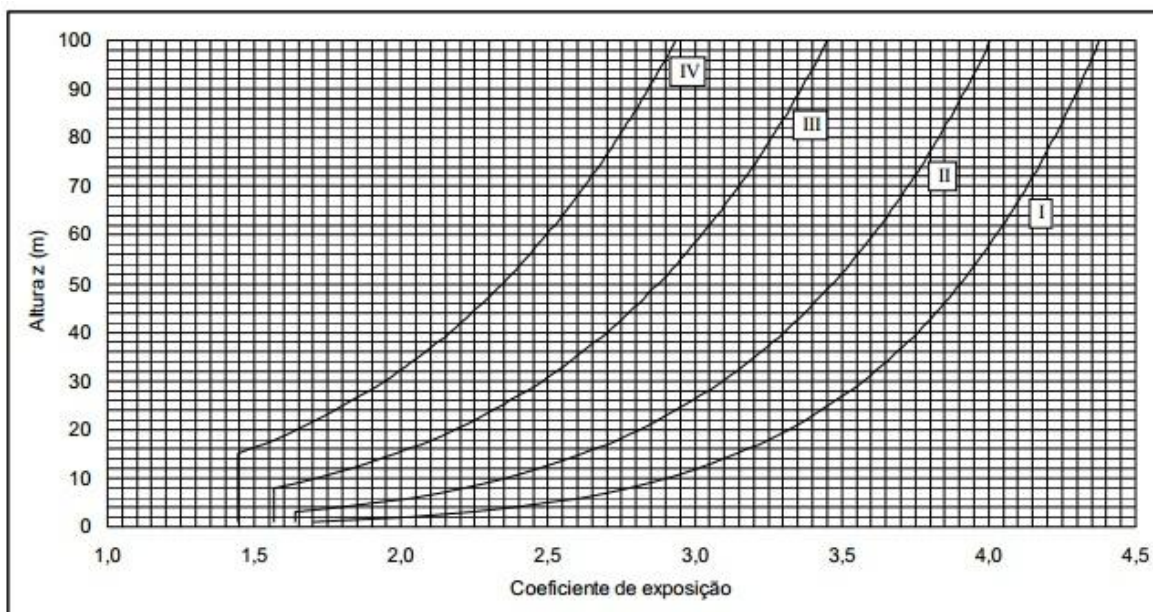


Figura 3.1 – Coeficiente de exposição, $c_e(z) = q_p(z) / q_b$ (Fonte: Anexo Nacional - EC1-1-4)

De acordo com o Anexo Nacional, em geral, o valor a adotar para o coeficiente de direção, C_{dir} , é igual a 1, não obstante situações especiais em que se verifiquem velocidades, numa direção particular, claramente inferiores às máximas no local, e que devidamente justificadas, poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência no máximo de 15%, ou seja, $C_{dir} \geq 0,85$ (NA-4.2(2)P, Nota 2). Relativamente ao coeficiente de sazão, C_{season} , o valor a adotar é igual a 1. Nos casos em que a situação de projeto a ser considerada ocorra integralmente entre Maio e Agosto do mesmo ano poderá ser considerada uma redução na velocidade de referência de, no máximo, 10% do valor básico, ou seja, $C_{season} \geq 0,90$ (NA-4.2(2)P, Nota 3).

Para as estruturas em estudo, considerar-se-á, por questões de segurança e devido ao tipo de estrutura: $C_{dir} = 1,0$ e $C_{season} = 1,0$.

Valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10min, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10m acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.

3.4.1 CÁLCULO DO COEFICIENTE ESTRUTURAL $c_s c_d$

O procedimento pormenorizado para o cálculo deste coeficiente é fornecido pelo Anexo Nacional da parte 1-4 do Eurocódigo 1 e descrito pela seguinte expressão:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (3.5)$$

Em que:

- z_s altura de referência para a determinação do coeficiente estrutura;
- k_p fator de pico, definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão desta;
- I_v intensidade da turbulência, definida pela expressão (3.46);
- B^2 coeficiente de resposta quase-estática, que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da construção;
- R^2 coeficiente de resposta em ressonância, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração;

O Anexo B da parte 1-4 do Eurocódigo 1 fornece o procedimento a utilizar para a determinação de k_p , B e R . No Anexo C da mesma Norma é indicado um procedimento

alternativo, sendo que as diferenças relativas aos valores de $c_s c_d$ obtidos pelos métodos descritos nos Anexos B e C não excedem cerca de 5%. [1]

Neste tipo de estruturas, por simplificação e pelo lado da segurança, pode-se considerar o coeficiente $c_s c_d = 1$, até porque no caso de se utilizar a expressão (3.5) os valores obtidos terão uma diferença da unidade que ronda os 10%, portanto não significante.

3.4.2 COEFICIENTE TOTAL DA FORÇA DO VENTO $\sum c_f$

Para a determinação dos coeficientes de força do vento em estruturas treliçadas quadradas ou triangulares equiláteras deve utilizar-se o método definido pela parte 3-1 do Eurocódigo 3 que seguidamente será descrito.

Este coeficiente corresponde ao somatório dos coeficientes de todos os elementos estruturais e secundários e é obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$\sum c_f = c_{f,s} + c_{f,A} \quad (3.6)$$

Em que:

$c_{f,s}$ coeficiente de força do vento dos elementos estruturais;

$c_{f,A}$ coeficiente de força do vento dos elementos secundários auxiliares;

3.4.2.1 COEFICIENTE DE FORÇA DO VENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Este coeficiente é calculado para todos os elementos considerados estruturais ou elementos secundários que sejam tratados como estruturais/principais.

O coeficiente de força do vento de uma secção na direção do vento, desde que a torre seja de base quadrada ou triangular equilátera, é obtido do seguinte modo:

$$c_{f,s} = K_\theta \cdot c_{f,s,0,j} \cdot \frac{A_s}{\sum A} \quad (3.7)$$

Em que:

K_θ fator de incidência do vento

$\sum A$ determinada como A_{ref} (indicada na expressão 5.3 da parte 1-4 do Eurocódigo 1) e pode tomar um valor teórico (Ex. $\sum A = 1,0$) enquanto A_{ref} tiver o mesmo valor;

$c_{f,s,0,j}$ coeficiente global de força do vento;

Estruturas de base quadrada

$$K_\theta = 1,0 + K_1 \cdot K_2 \cdot \sin^2 2\theta \quad (3.8)$$

$$K_1 = \frac{0,55 \cdot A_f}{A_s} + \frac{0,8(A_c + A_{c,sup})}{A_s} \quad (3.9)$$

Estruturas de base triangular

$$K_\theta = \frac{A_c + A_{c,sup}}{A_s} + \frac{A_f}{A_s} (1 - 0,1 \sin^2 1,5\theta) \quad (3.10)$$

$$A_s = A_f + A_c + A_{c,sup} \quad (3.11)$$

Em que:

θ ângulo de incidência do vento perpendicular à face 1, no plano;

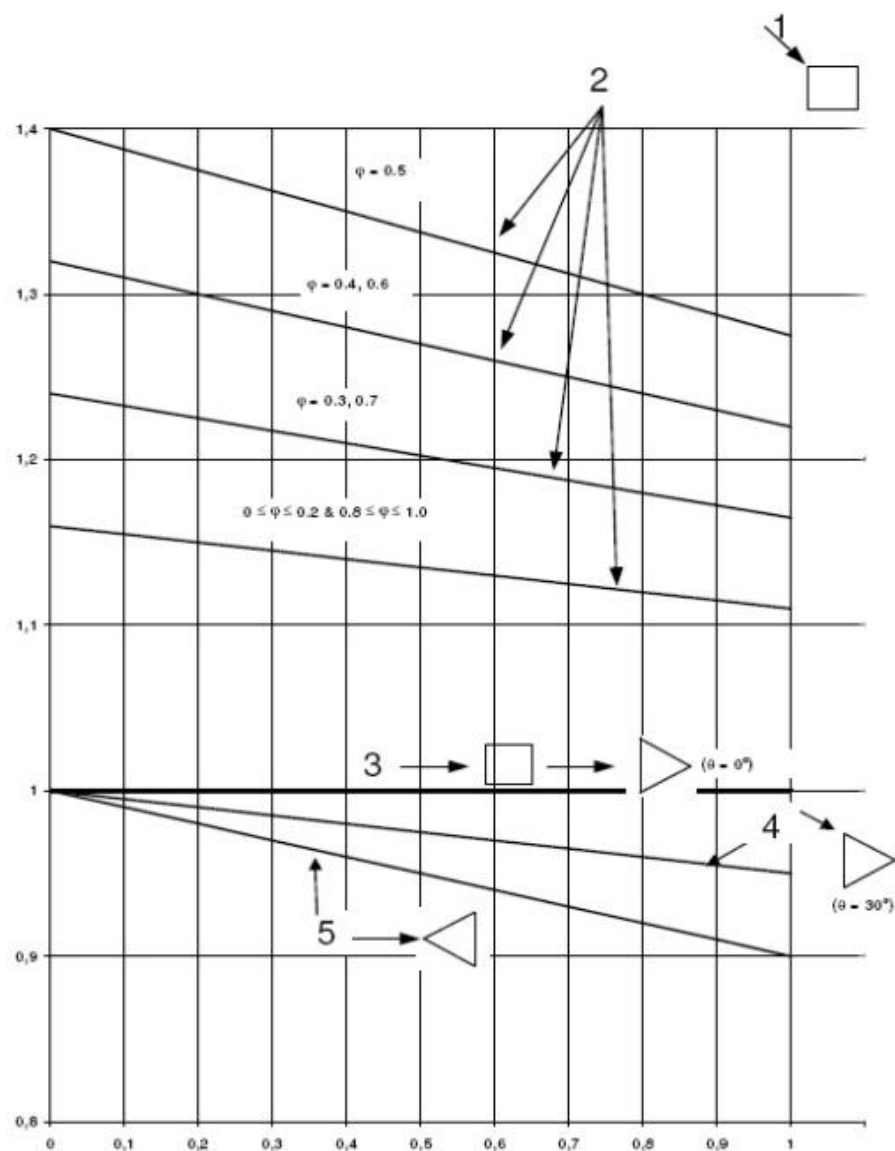
A_f área total projetada quando vista perpendicularmente à face, dos elementos de secção angulosa pertencentes a essa mesma face;

A_c área total projetada quando vista perpendicularmente à face, dos elementos circulares pertencentes a essa mesma face, em regime subcrítico;

$A_{c,sup}$ área total projetada quando vista perpendicularmente à face, dos elementos circulares pertencentes a essa mesma face, em regime supercrítico;

A_s área total projetada perpendicular ao plano, dos elementos estruturais e dos elementos auxiliares tratados como estruturais da face considerada;

O valor de K_θ , para valores de θ comuns, pode ser obtido graficamente de acordo com a Figura 3.2. Se não for possível, é preciso obter os valores de K_1 e K_2 de acordo com a expressão(3.12).



Legenda:

- 1 Vento
- 2 Torres quadradas, vento com $\theta=45^\circ$
- 3 Torres quadradas triangulares no plano do vento
- 4 Torres triangulares, vento paralelo ao plano

Figura 3.2 - K_θ para valores comuns de θ (Fonte:EC3-3-1)

$$K_2 = \begin{cases} 0,2 & 0 \leq \varphi \leq 0,2 \text{ e } 0,8 \leq \varphi \leq 1,0 \\ \varphi & 0,2 < \varphi \leq 0,5 \\ 1 - \varphi & 0,5 < \varphi < 0,8 \end{cases} \quad (3.12)$$

φ índice de cheios, de acordo com a parte 1-4 do Eurocódigo 1, definido pela seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (3.13)$$

Em que:

A valor da soma das áreas das projeções no plano da face, perpendicularmente a esse plano, de todos os elementos e chapas de gousset da face;

$$A = \sum_i b_i \cdot \ell_i + \sum_k A_{gk} \quad (3.14)$$

A_c área limitada pelo contorno da face em projeção normal à mesma = $d \ell$;

ℓ comprimento da treliça;

d largura da treliça;

b_i, ℓ_i largura e comprimento do elemento i , projetado perpendicularmente à face;

A_{gk} área da chapa de gousset k

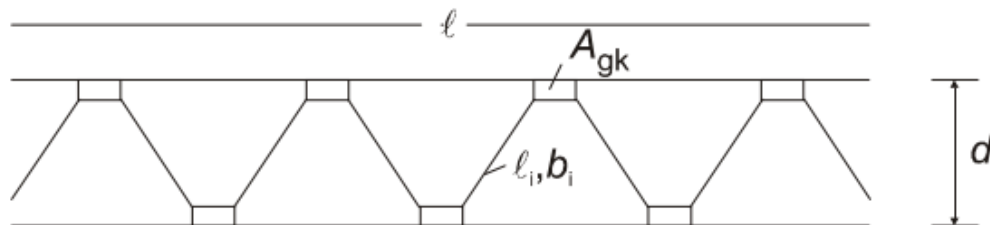


Figura 3.3 – Estrutura treliçada (Fonte: EC1-1-4)

Os elementos de secção circular, devem ser assumidos como estando em regime subcrítico quando $R_e \leq 4 \times 10^5$ (número efectivo de Reynold's), e em regime supercrítico para valores do número efetivo de Reynold's superiores, apenas quando não há presença de gelo. O número de Reynold's deve ser determinado de acordo com 7.9.1(1) da parte 1-4 do Eurocódigo 1 que se traduz na seguinte expressão:

$$R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (3.15)$$

$$\nu = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z)}{\rho}} \quad (3.16)$$

Em que:

b diâmetro da secção do elemento;

ν viscosidade cinemática do ar ($\nu = 1,5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$);

$v(z_e)$ velocidade de pico do vento;

O Coeficiente global de força do vento $c_{f,s,0,j}$ é aplicável ao quadro estrutural de uma secção de base quadrada ou triangular equilátera j , composta por elementos de secção com ambos os lados planos ou de secção circular. Este coeficiente é obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$c_{f,s,0,j} = c_{f,0,f} \frac{A_f}{A_S} + c_{f,0,c} \frac{A_c}{A_S} + c_{f,0,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_S} \quad (3.17)$$

Em que:

$c_{f,s,0}$ coeficiente geral de resistência normal (pressão) de uma secção j sem efeitos de extremidade;

$C_{f,0,f}$, coeficientes de força para secções compostas por elementos de secção de lados planos, de secção circular em regimes sub e supercríticos, respetivamente;
 $C_{f,0,c}$ e $C_{f,0,c,sup}$

Estes coeficientes podem ser obtidos de forma analítica ou gráfica. Elementos de secção circular em regimes supercríticos deverão, de forma conservativa, considerados como estando em regimes subcríticos. Através da Figura 3.4 pode-se obter os valores de $C_{f,s,0,j}$ para estruturas de base quadrada ou triangular, com base no seu índice de cheios φ .

Método analítico

$$C_{f,0,f} = 1,76C_1[1 - C_2\varphi + \varphi^2] \quad (3.18)$$

$$C_{f,0,c} = C_1(1 - C_2\varphi) + (C_1 + 0,875)\varphi^2 \quad (3.19)$$

$$C_{f,0,c,sup} = 1,9 - \sqrt{\{(1 - \varphi)(2,8 - 1,14C_1 + \varphi)\}} \quad (3.20)$$

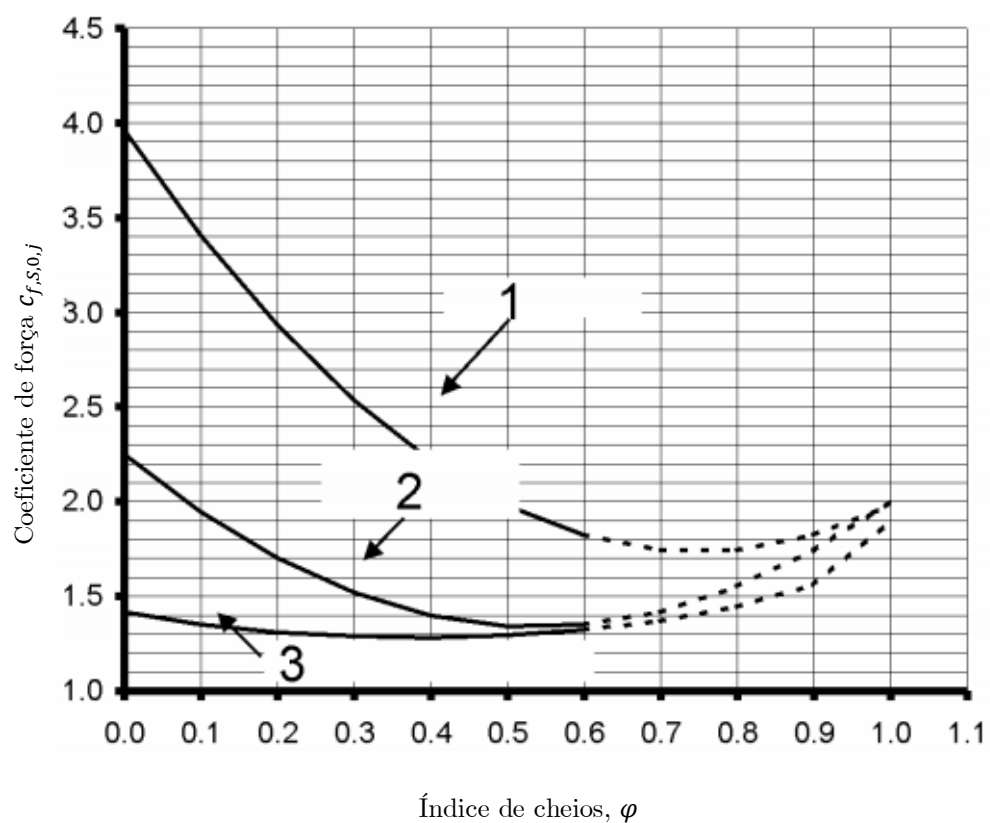
Os valores de C_1 e C_2 , variam conforme o tipo de estrutura. Esses valores estão definidos na

Tabela 3.5.

	Tipo de estrutura	
	Triangular	Quadrada
C_1	1,9	2,25
C_2	1,4	1,5

Tabela 3.5 - Valores de C_1 quadradas e triangulares e C_2 para estruturas

Estruturas de base quadrada



Estruturas de base triangular

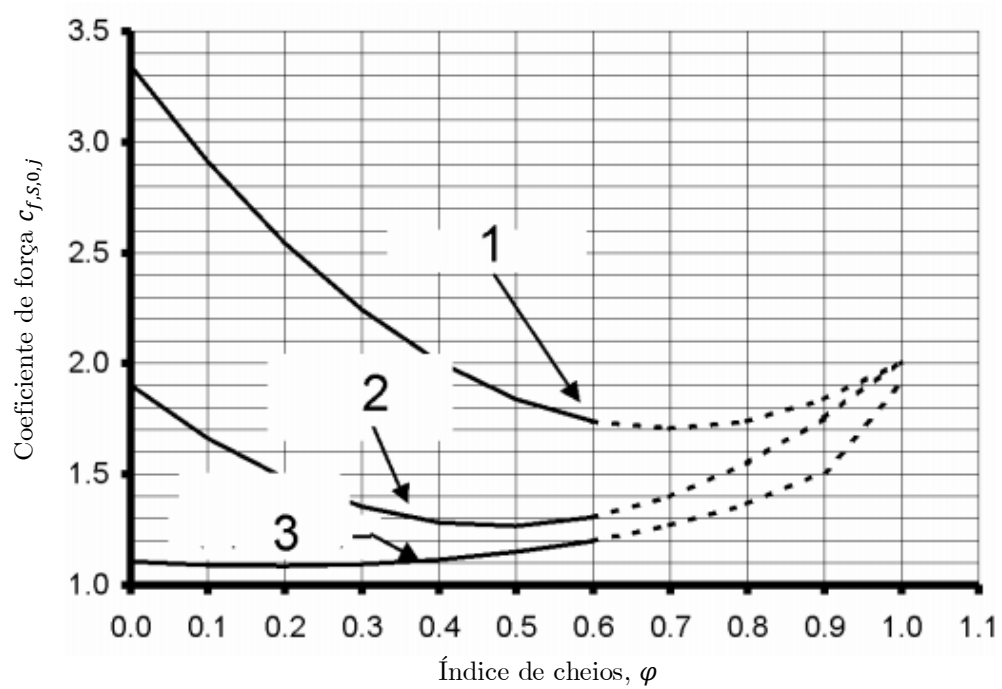


Figura 3.4 – Coeficiente $c_{f,s,0}$ para estruturas quadradas e triangulares (Fonte:EC3-3-1)

3.4.2.2 COEFICIENTES DE FORÇA DO VENTO DE ELEMENTOS ACESSÓRIOS LINEARES

São considerados elementos auxiliares lineares: condutores de ondas, isoladores, alimentadores de energia, escadas, etc.

Para a obtenção deste coeficiente deve-se dividir a estrutura em secções/painéis sendo o cálculo realizado para todos os elementos auxiliares lineares pertencentes à secção considerada na direção do vento.

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot K_A \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\sum A} \quad (3.21)$$

Em que:

A_A área da parte visível, na direção do vento, incluindo camada de gelo quando se considere apropriado. Para cilindros com cintas, o valor de A_A deve basear-se na largura total, incluindo o dobro da espessura da cinta.

Nos casos em que A_A seja maior que A_S , o fator de redução K_A é aplicado a $c_{f,s}$ em vez de aplicado a $c_{f,A}$, ficando:

$$c_{f,s} = K_\theta \cdot c_{f,s,0} \cdot K_A \cdot \frac{A_S}{\sum A} \quad (3.22)$$

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot \sin^2 \psi \cdot \frac{A_A}{\sum A} \quad (3.23)$$

Em que:

$c_{f,A,0}$ coeficiente global de arrasto normal adequado a um elemento de acordo com o seu número efetivo de Reynold. Estes valores são dados pela Tabela 3.7 (B.2.1 da parte 3-1 do Eurocódigo 3), para cada elemento. Para valores intermédios procede-se a uma interpolação linear. Pode ser calculado para peças compostas por estruturas simples de acordo com a expressão (3.39);

K_A fator de redução para ter em conta a proteção da própria estrutura sobre o elemento, podendo apenas ser tido em conta quando pelo menos uma face da estrutura estiver efetivamente a proteger o elemento (ou vice versa); K_A é dado pela Tabela 3.6, no entanto toma o valor $K_A = 1,0$ nos casos de secções circulares em regime supercrítico e para os elementos auxiliares que não cumpram os seguintes requisitos:

- A área total projetada dos elementos auxiliares adjacentes à face considerada é menor que a área projetada dos elementos estruturais nessa face;
- A área total projetada perpendicular a uma qualquer face da estrutura de apenas um elemento auxiliar interno ou externo, é menor que metade da área bruta da face do painel considerado;
- Qualquer elemento auxiliar que não abranja mais do que 10% para além da largura total da face da estrutura do painel considerado;

Tabela 3.6 - Fator de redução, K_A

Posição dos elementos acessórios	Fator de redução, K_A	
	Base retangular ou quadrada	Base triangular
Interno à secção	0,8	0,8
Externo à secção	0,8	0,8

Tabela 3.7 - Coeficientes de força, $c_{f,A,0}$ e $c_{f,G,0}$ para elementos individuais (Fonte: Adaptação - EC3-3-1)

Tipo de elemento	Número efetivo de Reynold	Coeficiente de arrasto (pressão) $c_{f,A,0}$ ou $c_{f,G,0}$	
		Sem gelo	Com gelo
a) Secções de lados planos e placas	Todos os valores	2,0	2,0
b) Secções circulares e arame liso	$\leq 2 \times 10^5$	1,2	1,2
	4×10^5	0,6	1,0
	$> 10 \times 10^5$	0,7	1,0
c) Cabo fino trançado, i.e. condutor de alumínio com alma de aço, cabos fechados, cordão composto por mais de sete fios em espiral	Sem gelo:		
	$\leq 6 \times 10^4$	1,2	
	$\geq 10^5$	0,9	
	Com gelo:		
	$\leq 1 \times 10^5$		1,25
	$\geq 2 \times 10^5$		1,0
d) Cordões, i.e. pequenos cabos trançados, cabos trançados circulares, cordão composto por apenas sete fios	Sem gelo:		
	$\leq 4 \times 10^4$	1,3	
	$> 4 \times 10^4$	1,1	
	Com gelo:		
	$\leq 1 \times 10^5$		1,25
	$\geq 2 \times 10^5$		1,0
e) Cilindros com cintas helicoidais de espessuras até 0,12D (valores da espessura total incluindo o dobro da espessura da cinta)	Todos os valores	1,2	1,2

3.4.2.3 COEFICIENTES DE FORÇA DO VENTO DE ELEMENTOS ACESSÓRIOS DISCRETOS

São considerados elementos auxiliares discretos como por exemplo discos refletores, painéis publicitários. Este coeficiente é determinado na direção do vento, através da seguinte expressão:

$$c_{f,A} = c_{f,A,0} \cdot K_A \quad (3.24)$$

Em que:

$c_{f,A,0}$ coeficiente de força de um elemento na direção e velocidade do vento apropriados e geralmente fornecidos pelo fabricante;

K_A fator de redução para ter em conta a proteção da própria estrutura sobre o elemento, de acordo com a Tabela 3.6;

3.4.2.4 COEFICIENTE DE FORÇA DO VENTO NOS CABOS

Este coeficiente é calculado para se obter a força da ação do vento nos cabos condutores e nos cabos de guarda.

O coeficiente de força do vento $c_{f,G}$ normal aos cabos deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$c_{f,G} = c_{f,G,0} \cdot \sin^2 \psi \quad (3.25)$$

Em que:

$c_{f,G,0}$ coeficiente geral de arrasto normal, para cada número de Reynold. Este coeficiente é obtido na Tabela 3.7 para cabos congelados e livres de gelo;

ψ ângulo de incidência entre o vento e o cabo;

Deve ser considerada a existência de gelo sob a forma de manga que envolve os cabos. O ângulo de incidência considerado deverá ser de 90°, pelo facto de ser nesta direção que a ação do vento é considerada mais desfavorável.

3.4.3 CASOS ESPECIAIS

No caso de estruturas com uma geometria diferente (que não de base quadrada ou triangular), a parte 3-1 do Eurocódigo 3 propõe um método alternativo para o cálculo do coeficiente total do vento $\sum c_f$. Este método pode ser utilizado em estruturas com secção transversal retangular de lados desiguais e pode ser utilizado na avaliação de estruturas existentes desde que se conheça a disposição precisa dos elementos acessórios e das antenas. Propõe também um método para o cálculo do coeficiente de força do vento em quadros estruturais c_f compostos por elementos de secção angular e por elementos de secção circular em regime sub e supercrítico.

O coeficiente total do vento $\sum c_f$, na direção do vento é determinado dividindo a estrutura por painéis que devem ser semelhantes e calculado de acordo com a seguinte expressão:

Estruturas de base quadrada ou retangular

$$c_f = c_{1e} \cos^2 \theta_1 + c_{2e} \sin^2 \theta_1 \quad (3.26)$$

Estruturas de base triangular

$$c_f = c_{1e} \cos^2 \left(\frac{3\theta_1}{4} \right) + c_{2e} \sin^2 \left(\frac{3\theta_1}{4} \right) \quad (3.27)$$

Em que:

c_{1e} e c_{2e} coeficientes de força efetivos;

Estruturas de base quadrada ou retangular

$$c_{1e} = (c_1 + \eta_1 3)K_{\theta 1} \quad (3.28)$$

$$c_{2e} = (c_2 + \eta_2 c_4)K_{\theta 2} \quad (3.29)$$

Estruturas de base triangular

$$c_{1e} = \left\{ c_1 + \frac{\eta_1}{2} (c_2 + c_3) \right\} K_{\theta 1} \quad (3.30)$$

$$c_{2e} = \left\{ c_2 + \frac{\eta_2}{2} (c_1 + c_3) \right\} K_{\theta 1} \quad (3.31)$$

Em que:

c_1 a c_4 coeficientes de força do vento, dados pelas seguintes expressões:

$$c_1 = c_{f,S1} A_{S1}/\Sigma A + c_{f,A1} A_{A1}/\Sigma A \quad (3.32)$$

$$c_2 = c_{f,S2} A_{S2}/\Sigma A + c_{f,A2} A_{A2}/\Sigma A \quad (3.33)$$

$$c_3 = c_{f,S3} A_{S3}/\Sigma A + c_{f,A3} A_{A3}/\Sigma A \quad (3.34)$$

$$c_4 = c_{f,S4} A_{S4}/\Sigma A + c_{f,A4} A_{A4}/\Sigma A \quad (3.35)$$

Em que:

A_{S1} a A_{S4} áreas projetadas normais às faces 1, 2, 3 e 4, respetivamente, dos elementos estruturais ou considerados como tal pertencentes aos painéis considerados das faces 1, 2, 3 e 4 em condições de gelo sempre que apropriado, de acordo com a Figura 3.6;

A_{A1} a A_{A4} áreas projetadas normais às faces 1, 2, 3 e 4, respetivamente, dos elementos acessórios pertencentes aos painéis considerados das faces 1, 2, 3 e 4 em condições de gelo sempre que apropriado, de acordo com a Figura 3.6;

$c_{f,S1}$ a $c_{f,S4}$ coeficientes de força relativos às faces 1, 2, 3 e 4, respetivamente, dos elementos considerados como estruturais, calculados de acordo com a equação (3.39);

$c_{f,A1}$ a $c_{f,A4}$ coeficientes de força relativos às faces 1, 2, 3 e 4, respetivamente, dos elementos acessórios, obtidos de acordo com as cláusulas 0 e 0 considerando $K_A = 1,0$;

ΣA considera-se que toma o valor de A_{ref} , calculado de acordo com a cláusula 5.3(2) da parte 1-4 do Eurocódigo 1 e pode tomar o valor 1;

η_1 a η_4 fatores efetivos de blindagem das faces 1 e 2, respetivamente, incluindo todos os elementos estruturais e acessórios e tomam valores de acordo com as seguintes expressões:

Estruturas de base quadrada η_1 e $\eta_2 = \eta_e$

Estruturas de base triangular η_1 e $\eta_2 = 0,67 \eta_e$

Estruturas de base retangular η_1 e $\eta_2 = \eta_e + 0,15(\omega - 1)(\varphi - 0,1)$

$$\eta_e = \eta_f (A_f + 0,83 A_c + 2,1 A_{c,sup} + A_A) / (A_s + A_A), \text{ mas } \eta_e \leq 1,0 \quad (3.36)$$

$$\eta_f = (1 - \varphi)^{1,89} \text{ tal como representado na Figura 3.5; } \quad (3.37)$$

Em que:

A_A área projetada normal às faces 1, 2, 3 e 4, dos elementos acessórios,

φ índice de cheios da face 1 ou 2 de acordo com a Figura 3.5, incluindo os elementos estruturais e acessórios, obtido através da expressão:

$$\varphi = \frac{A_s + A_A}{hb} \quad (3.38)$$

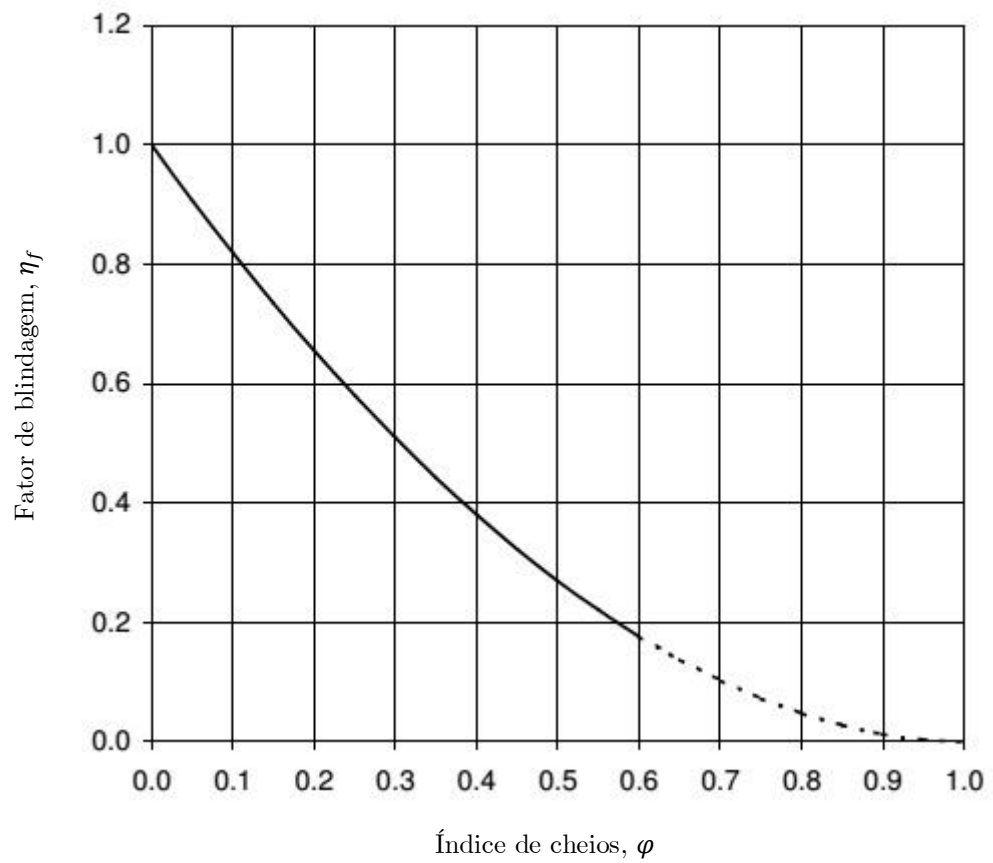
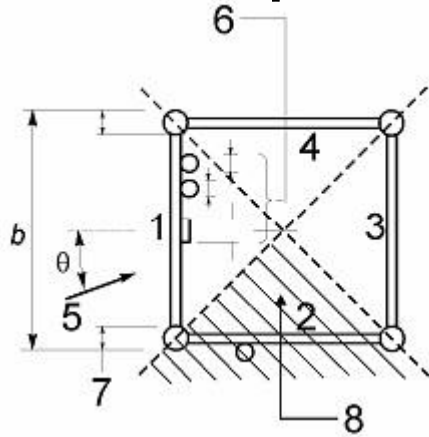
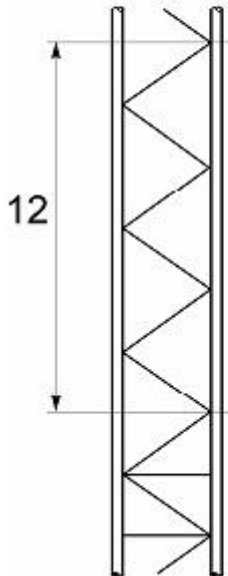


Figura 3.5 – Fator de blindagem para quadros estruturais compostos por elementos de lados planos (Fonte: Adaptação – EC3-3-1)

Planta de uma estrutura quadrada

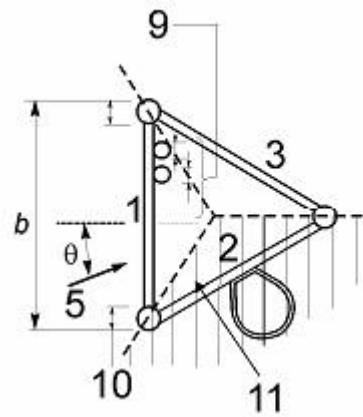


A direção de incidência do vento sobre a Face 1 deve ser $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

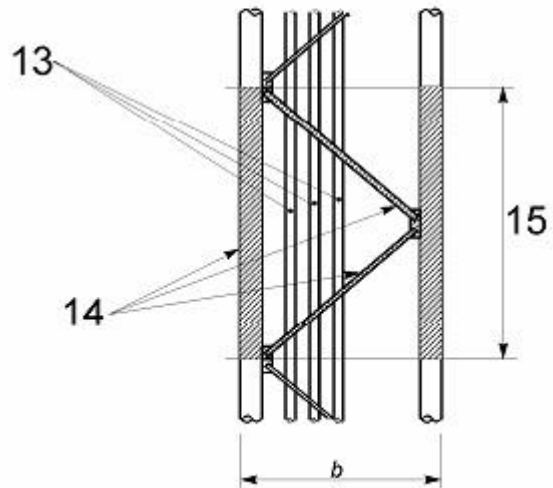


Secção de um mastro

Planta de uma estrutura triangular



A direção de incidência do vento sobre a Face 1 deve ser $-60^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Na existência de uma escada externa, esta deve ser tratada como elemento individual



Painel estrutural

Legenda

1 Face 1

2 Face 2

3 Face 3

4 Face 4

5 Vento

6 Elementos acessórios

projetados, normais à Face 1

7 Projeção da “perna”,

normal à face

8 Elem. acessórios desta área

atribuídos à Face 2

9 Elem. acessórios

projetados, normais à face

10 Projeção da “perna”

normal à face

11 Elem. acessórios desta

área atribuídos à Face 2

12 Secção de um mastro

13 Elem. acessórios da área

projetada A_A

14 Elem. estruturais da área

projetada A_S

15 Altura do painel (h)

Figura 3.6 – Área dos painéis projetados para o cálculo do índice de cheios, φ (Fonte: Adaptação – EC3-3-1)

Este coeficiente é para elementos considerados estruturais de secção angular ou de secção circular e é obtido através da seguinte expressão:

$$c_{f,s} = c_{f,f} \frac{A_f}{A_S} + c_{f,c} \frac{A_c}{A_S} + c_{f,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_S} \quad (3.39)$$

Em que:

$c_{f,f}$, $c_{f,c}$ coeficientes de força para secções angulosas, secções circular em regime sub e

e $c_{f,c,sup}$ supercrítico, respetivamente;

$c_{f,f}$ coeficiente de força para elementos de secção angular, obtidos de acordo

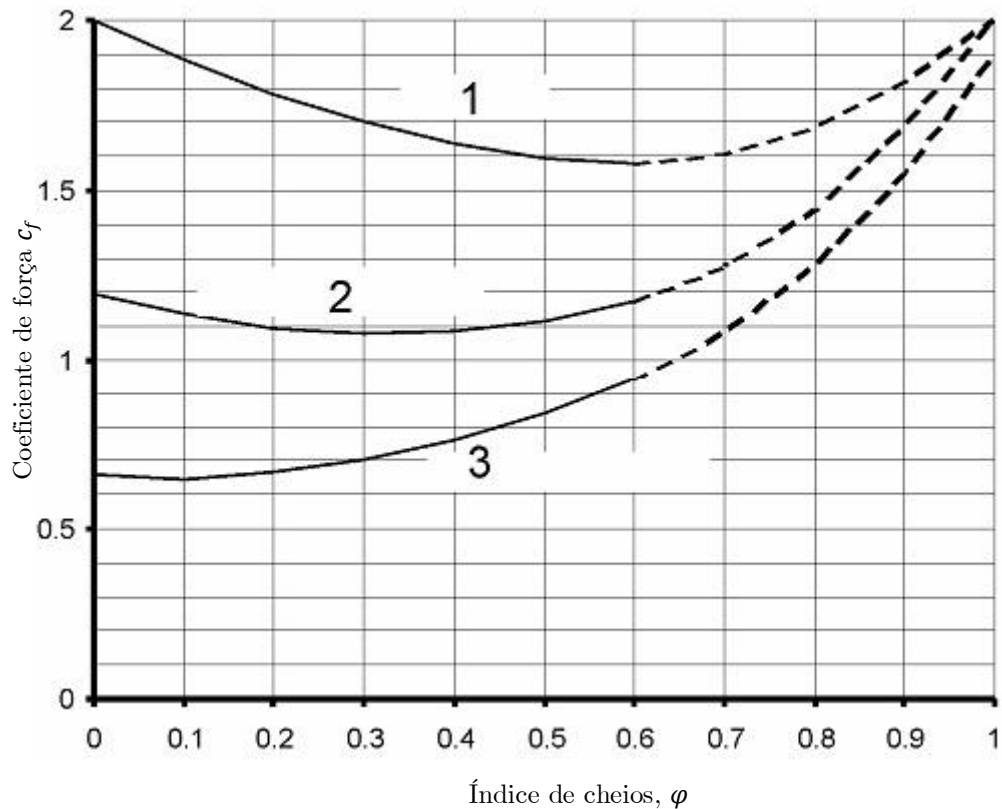
com a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} 1,58 + 1,05 (0,6 - \varphi)^{1,8} & \text{ para } \varphi \leq 0,6 \\ 1,58 + 2,625 (\varphi - 0,6)^2 & \text{ para } \varphi > 0,6 \end{aligned} \quad (3.40)$$

$$c_{f,c} = (0,6 + 0,4 \varphi^2) c_{f,f} \quad (3.41)$$

$$c_{f,c,sup} = (0,33 + 0,62 \varphi^{5/3}) c_{f,f} \quad (3.42)$$

De forma a simplificar o cálculo do coeficiente c_f , podem ser obtidos valores aproximados através da Figura 3.7. Deve-se ter especial atenção estruturas com $\varphi > 0,6$ relativa à possibilidade de existência de ventos cruzados devido a excitação dos vórtices.



Legenda:

- 1 Secção angulosa
- 2 Secção circular (regime subcrítico)
- 3 Secção circular (regime supercrítico)

Figura 3.7 – Coeficiente de força c_f para elementos simples (Fonte: Adaptação – EC3-3-1)

3.4.4 RESPOSTA DE TORRES TRELIÇADAS

Após o cálculo dos coeficientes da ação do vento nos elementos que compõem uma torre treliçada, é necessário obter as forças do vento a atuar nesses elementos para estes cálculos ter-se-á como definição o método estático equivalente. Este método já prevê uma redução à amplificação dinâmica da resposta das torres. Ainda que servindo apenas como orientação, para se utilizar o método estático equivalente é necessário cumprir a equação (3.43).

$$\frac{7m_T}{\rho_s c_{f,T} A_T \sqrt{d_B} \tau_0} \left(\frac{5}{6} - \frac{h_T}{h} \right)^2 \quad (3.43)$$

$c_{f,T} A_T$

ρ_s Densidade do material dos elementos estruturais;

m_T Massa total dos painéis que constituem $c_{f,T}$ (em kg);

h Altura da torre (em m);

h_T Altura total dos painéis que constituem $c_{f,T}$, mas nunca superior a $h/3$ (em m)

τ_0 Volume/resistência constante, que toma o valor 0,001m;

Profundidade na direção do vento, igual a:

- d_B
- base d para torres retangulares;
 - $0,75 \times$ base (b) para torres triangulares

Caso não sejam conhecidos estes parâmetros, terá que ser calcular pelo método de análise espectral, que é um método muito mais complexo.

As torres simétricas ou não simétricas constituídas por elementos de suporte (“pernas”) constituídas por elementos de contraventamento com disposição triangulada, com ou sem elementos acessórios, cuja ação do vento foi calculada com a expressão (3.1), de acordo com a parte 1-4 do Eurocódigo 1, com o coeficiente de força do vento calculado de acordo com a expressão (3.6), devem ser analisadas, tendo em consideração as forças máximas a que os elementos estão submetidos.

3.4.4.1 AÇÃO DA FORÇA DO VENTO SOBRE A TORRE

A força do vento na direção de atuação deste sobre a torre deve ser determinada de acordo com a cláusula 5.3(2) da parte 1-4 do Eurocódigo 1 (expressão (3.1)), considerando os coeficientes de força do vento calculados de acordo com o Anexo B da parte 3-1 do Eurocódigo 3 e que se encontram descritos em 3.4.

Força média do vento na direção da ação deste sobre a torre

$$F_{m,W}(z) = \frac{q_p}{1 + 7I_v(z)} \sum c_f A_{ref} \quad (3.44)$$

Força equivalente de rajada, na direção da ação deste sobre a torre

$$F_{T,W}(z) = F_{m,W}(z) \left[1 + (1 + 0,2(z_m/h)^2) \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] \quad (3.45)$$

Em que:

$I_v(z)$ intensidade da turbulência à altura z . As regras recomendadas para a sua determinação, de acordo com a cláusula 4.4 da parte 1-4 do Eurocódigo 1, são definidas pela equação (3.46).

$c_s c_d$ coeficiente estrutural que deverá ter em conta o efeito nas ações do vento da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície (c_s) em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência (c_d). O procedimento pormenorizado do cálculo deste coeficiente está descrito. Tal como explicado na cláusula 3.4.1, tomará o valor 1;

z_m altura medida desde a base até ao nível em estudo;

h altura total da torre;

$c_o(z_m)$ coeficiente de orografia, definido pelo Anexo Nacional da parte 1-4 do Eurocódigo 1. Toma o valor 1,0;

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln z/z_0} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.46)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para} \quad z < z_{min}$$

Em que:

k_I coeficiente de turbulência, definido pelo Anexo Nacional da EN1991-1-4 toma o valor 1,0;

z_0 comprimento de rugosidade, fornecido na Tabela 3.4;

3.4.4.2 ESFORÇOS DE CÁLCULO EM ELEMENTOS OU FUNDAÇÕES

O esforço máximo de um elemento S_{max} , ou esforços nas fundações é determinado a partir de $F_{m,W}$ utilizando um fator de majoração:

$$S_{max} = S_{m,W} \left[1 + (1 + 0,2(z_m/h)^2) \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} \right] \quad (3.47)$$

Em que:

$S_{m,W}$ Esforço no elemento ou fundação sob ação da força média do vento $F_{m,W}$

3.4.4.3 CARREGAMENTO PARA CÁLCULO DE ESFORÇOS DE CORTE

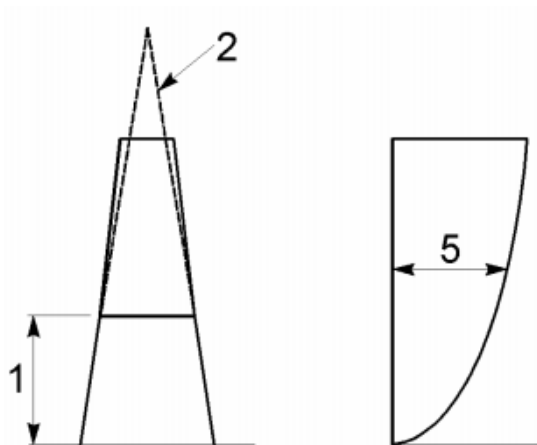
O carregamento a utilizar para o cálculo de esforços nos elementos de contraventamento, deve-se basear na configuração estrutural da torre. Os esforços nas fundações são determinados de acordo com 3.4.4.2.

Para este cálculo de esforços de acordo com a configuração estrutural da torre, considerar-se-á qual a força da ação do vento mais adequada a que está submetida. A Tabela 3.8 traduz um resumo dos carregamentos a considerar em cada caso.

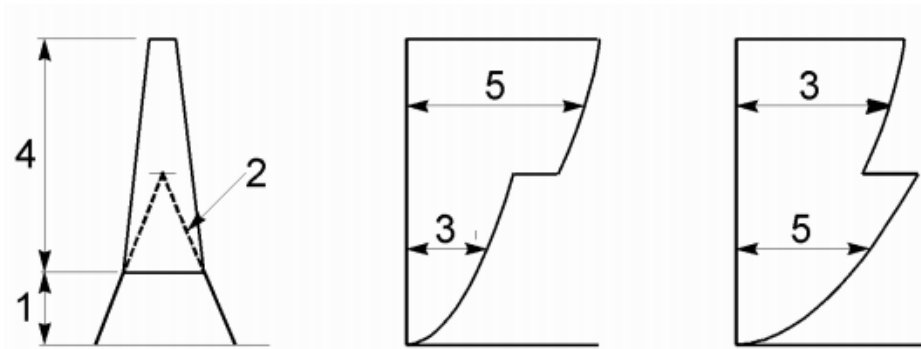
Tabela 3.8 - Tipos de carregamentos a considerar

CASO	DEFINIÇÃO	CARREGAMENTO A CONSIDERAR
1	A inclinação dos elementos de suporte é de tal forma elevada que quando projetadas se intersectam acima da parte superior da torre	Expressão (3.47)(3.42)
2	A inclinação das pernas do painel considerado são de tal forma inclinadas que se intersectam abaixo da altura da torre	Abaixo da interseção - $F_{m,w}(z)$ Acima da interseção - $F_{T,w}(z)$ <u>E vice-versa!</u>
3	Mais de que uma interseção, existem dois casos de correção carga que devem ser analisados para cada painel	$F_{m,w}(z)$ e $F_{T,w}(z)$ de acordo com a Figura 3.8

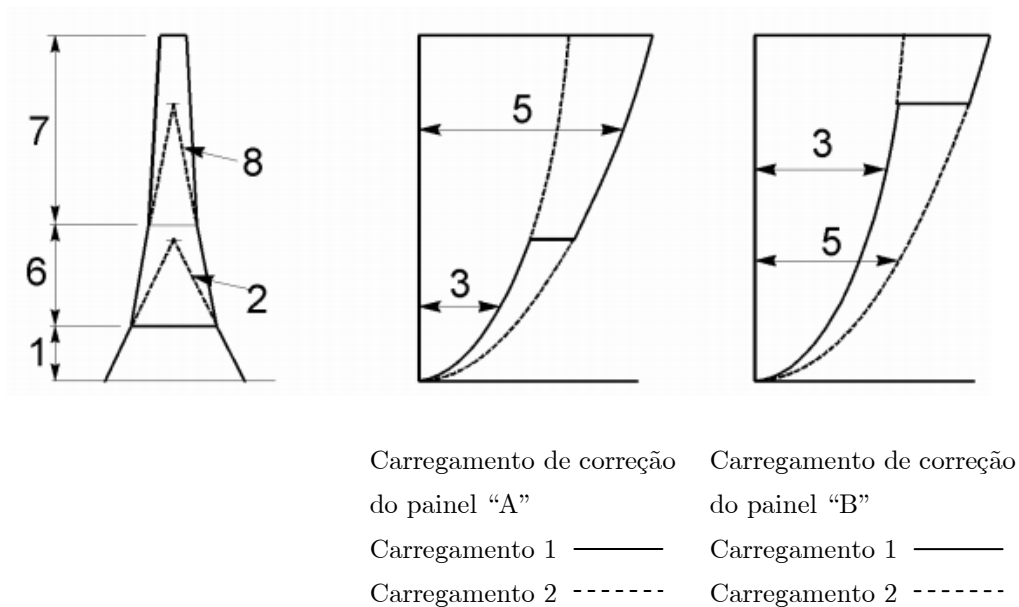
Caso 1



Caso 2



Caso 3



Legenda:

- 1 Painel "A"
- 2 Projeção das pernas do painel "A"
- 3 $F_{m,W}(z)$
- 4 Painel "A" como no caso 1, tratado como painel superior
- 5 $F_{T,W}(z)$
- 6 Painel "B"
- 7 Painel "B" como no caso 1, tratado como painel superior
- 8 Projeção das pernas do painel "B"

Figura 3.8 – Carregamentos para avaliação de esforços de corte (Fonte: Adaptação - EC3-3-1)

3.4.4.4 FORÇA DO VENTO NOS CABOS SUPORTADOS PELA TORRE

A ação máxima atuante nos cabos e guias, na direção do vento $F_{c/Gw}(z)$ deve ser determinada:

$$F_{c/Gw}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} \sum c_{f,G} \cdot A_G \cdot \left[1 + \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z)} \right] \quad (3.48)$$

Em que:

$q_p(z)$ pressão dinâmica de pico à altura efetiva do cabo, z metros a partir do solo, determinada de acordo com a expressão (3.2);

$\sum c_{f,G}$ somatório dos coeficientes de força do vento nos cabos, determinado de acordo com a expressão (3.25)3.4.2.4;

O cálculo desta força pode ser simplificado considerando os coeficientes $c_s c_d = 1$ e $c_o(z) = 1$. Assim por simplificação a expressão traduz-se em:

$$F_{c/Gw}(z) = q_p(z) \sum c_{f,G} \cdot A_G \quad (3.49)$$

Para aplicação em programa de cálculo deve-se considerar não o somatório dos coeficientes mas um coeficiente por cabo.

É de salientar que a ação do vento no sentido longitudinal relativamente aos cabos é desprezável pelo que a ação considera-se máxima quando atua perpendicularmente aos cabos, tal como indicado na cláusula 3.4.2.4. Assim A_G deverá ser calculado considerando a secção longitudinal do cabo.

3.4.4.5 AÇÃO DO VENTO EM TORRES ASSIMÉTRICAS OU COM ACESSÓRIOS DE CONFIGURAÇÃO COMPLEXA

Este caso refere-se a torres que tenham uma configuração estrutural assimétrica ou que contenham elementos acessórios de grandes dimensões dispostos de forma assimétrica e/ou cabos que devido à sua disposição imponham forças de torção e também torres que estejam sujeitas a ventos cruzados. A força total devido ao efeito da ação do vento deve ser calculada tendo como critério uma ação combinada da ação do vento de forma individualizada, ação do vento ao longo da torre e ventos cruzados. É de salientar que, também em torres simétricas, os ventos cruzados provocam efeitos de flutuação, no entanto estas cargas não irão afetar a carga crítica dos elementos exceto no que se refere à fadiga.

Os efeitos individuais de carga devem ser determinados de acordo com:

- O efeito principal de carga, $S_{m,TW}$, determinado a partir da carga principal do vento $F_{m,TW}(z)$.
- A flutuação linear do efeito do vento, $S_{l,TW}$, determinada de acordo com:

$$S_{l,TW} = S_{m,TW} \frac{[1 + 7I_v(z)]c_s c_d - 1}{c_o(z_m)} (1 + 0,2(z_m/h)^2) \quad (3.50)$$

- A turbulência na direção do vento cruzado provocam efeitos de flutuação ($S_{l,TX}$), que na ausência de outras informações deve ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$S_{l,TX} = K_X \left(\frac{\sum c_X}{\sum c_f} \right) S_{l,TW} \quad (3.51)$$

Em que:

K_X fator que permite aferir a intensidade de turbulência de ventos cruzados.

Valor recomendado 1,0;

$\sum c_x$ coeficiente de elevação de ventos cruzados na estrutura e em elementos auxiliares (caso existam) ao longo da altura do painel a considerar;

$\sum c_f$ coeficiente total de força do vento, determinado de acordo com 3.4.2.

O efeito total de carga, S_T , em qualquer elemento devido ao vento dever ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$S_T = S_{m,TW} + S_{m,cw} + \sqrt{S_{l,TW}^2 + S_{l,rx}^2 + S_{cables}^2} \quad (3.52)$$

Em que:

$S_{m,cw}$ efeito médio da carga nos cabos derivada da componente de carga calculada na expressão (3.48);

S_{cables} efeito flutuante da carga nos cabos derivada da componente de flutuação calculada na expressão (3.48);

3.5 GELO

A ação do gelo, não sendo dominante, poderá em locais onde as temperaturas o permitam depositar-se sobre os elementos fazendo assim variar as suas dimensões, aumentar o esforço a que estavam sujeitos e alterar a configuração da torre de suporte, diminuindo o seu índice de vazios (relação entre a área da torre e a área dos elementos que a compõem). Na generalidade do território Português as condições atmosféricas não sendo tão adversas, pode-se considerar que o efeito do gelo só tem como área de ação os

cabos condutores e de guarda. Este depósito pode ser considerado como sendo uma manga de gelo de espessura uniforme que envolve o cabo em todo o seu comprimento.

O depósito de gelo na estrutura depende da localização da mesma, ou seja, depende das condições climáticas, topografia da localização, e da forma da estrutura. O gelo na atmosfera, segundo a sua proveniência, é classificado como:

- “In-cloud” – condensação de água presente nas nuvens (vulgo: neve);
- Precipitação – “Chuva gelada”, (vulgo: granizo).

A classificação do gelo está, também, relacionada com outros parâmetros como as suas propriedades físicas de acordo com a ISO 12494.

As variações da concentração de água na atmosfera e da temperatura podem resultar em diferentes tipos de gelo, apresentando propriedades físicas que podem diferir ao nível da densidade, adesão, coesão, cor e forma. O tipo de gelo formado pode ser dividido em 3 grupos: Vidrado, Neve e Geadas. A formação de gelo do tipo vidrado ou geada está diretamente relacionado com a velocidade do vento e a temperatura atmosférica como é demonstrado na Figura 3.9. A densidade pode variar entre, aproximadamente 200kg/m^3 e 900kg/m^3 . É de salientar que a ação do gelo numa estrutura não é uniforme, variando em altura, podendo ao nível do solo não ser considerada e no topo existir uma forte ação do gelo ou vice-versa.

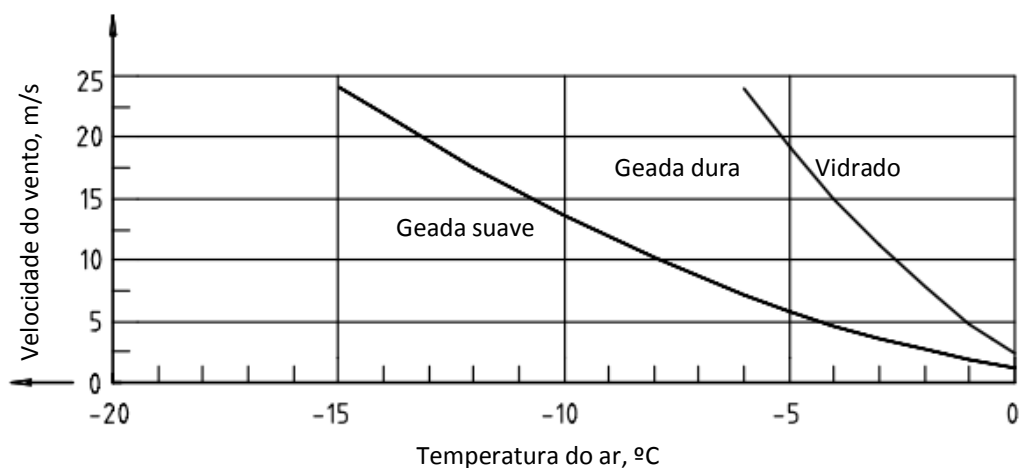


Figura 3.9 - Acumulação de gelo atmosférico, em função da temperatura e da velocidade do vento (Fonte: Adaptação – ISO 12494)

3.5.1 DEFINIÇÕES

A Tabela 3.9 mostra os parâmetros meteorológicos que influenciam o tipo de formação de gelo de acordo com a ISO 12494.

Tabela 3.9 – Características do tipo de gelo (Fonte: Adaptação ISO 12494)

Tipo de gelo	Temperatura do ar °C	Velocidade do vento m/s	Tamanho das gotas	Quantidade de água no ar	Duração média da tempestade
Formado por precipitação					
Vidrado	$-10 < t_a < 0$	-	Grande	Média	Horas
Neve	$0 < t_a < +3$	-	Flocos de neve	Muito elevada	Horas
“In-cloud”					
Vidrado	Ver Figura 3.9		Médio	Elevada	Horas
Geadas duras			Médio	Média	Dias
Geadas suaves			Médio	Baixa	Dias

Vidrado

De maior densidade proveniente de chuva, chuviscos congelados ou condensação “in-cloud”. Forma uma camada de aspeto liso e polido com distribuição uniforme como se tratasse de uma camada de verniz. A chuva ou chuviscos gelados, ocorrem quando o ar quente derrete os cristais de neve formando gotas de chuva que atravessam uma camada de ar gelado, próximo do solo. Estas variações térmicas podem estar relacionadas com a existência de frentes quentes, ou em vales. No caso da temperatura da superfície do elemento, estar próxima do ponto de congelamento, a água (liquida) devido à ação do vento e gravidade pode fluir e congelar também do lado sotavento. A espessura da camada varia de acordo com a taxa de precipitação, velocidade do vento e temperatura do ar.

Neve

Esta camada tem como característica a existência de água livre nos cristais de neve que se encontram parcialmente derretidos (“wet snow”) conferindo-lhe a capacidade de aderência a um elemento. Este fenómeno ocorre quando a temperatura do ar é ligeiramente acima do ponto de congelamento. A densidade e a aderência variam amplamente com a quantidade de água, presente nos cristais de neve, derretida e com a velocidade do vento.

Geda

Tipo de gelo formado na nuvem (“in-cloud”), que provoca, frequentemente, cristais de gelo orientados a barlavento. Menos denso que o tipo de gelo vidrado.

3.5.2 CLASSES DE GELO

A atribuição de classe de gelo tem como base as condições atmosféricas de maior ou menor agressividade e o tipo de gelo formado. A classe de gelo é representada pelas siglas IC – ice classe e outra letra conforme o tipo de gelo (G - vidrado, R – geada).

A Tabela 3.10 mostra as classes de gelo para o tipo de gelo vidrado de acordo com os valores da espessura de gelo depositada em elementos de secção circular com diâmetro inferior a 300mm e da massa de gelo (kg/m).

Tabela 3.10 – Classes de gelo para o tipo de gelo vidrado (Fonte: Adaptação ISO 12494)

CLASSES DE GELO (IC)	ESPESSURA, t (mm)	MASSA DO GELO TIPO VIDRADO, m (kg/m)			
		DIÂMETRO DO CILINDRO (mm)			
		10	30	100	300
G1	10	0,6	1,1	3,1	8,8
G2	20	1,7	2,8	6,8	18,1
G3	30	3,4	5,1	11,0	28,0
G4	40	5,7	7,9	15,8	38,5
G5	50	8,5	11,3	21,2	49,5
G6	Para situações extremas.				

As classes de gelo atribuídas à geada são divididas em dois grupos: elementos de largura não superior a 300mm e de largura superior a 300mm, neste documento apenas serão fornecidos os valores das classes de gelo de elementos com largura inferior a 300mm. A distribuição da geada sobre os perfis de largura inferior a 300mm, deve ser considerada sob a forma de estalactites, salvo exceções. A Tabela 3.11 fornece os valores da massa de gelo por metro e o diâmetro da geada para elementos com 30mm de diâmetro.

Tabela 3.11 – Classes de gelo para geada (Fonte: Adaptação ISO 12494)

CLASSE DE GELO (IC)	MASSA DE GELO, m (kg/m)	DIÂMETRO DA GEADA (mm) PARA ELEMENTOS COM 30mm DE LARGURA			
		DENSIDADE DA GEADA (kg/m ³)			
		300	500	700	900
R1	0,5	55	47	43	40
R2	0,9	69	56	50	47
R3	1,6	88	71	62	56
R4	2,8	113	90	77	70
R5	5,0	149	117	100	89
R6	8,9	197	154	131	116
R7	16,0	262	204	173	153
R8	28,0	346	269	228	201
R9	50,0	462	358	303	268
R10	Para situações extremas.				

A Figura 3.10 demonstra a forma deposição da geada em diferentes tipos de elementos. As tabelas seguintes, fornecem os valores para os tipos de secções demonstradas na Figura 3.10, sendo apenas estes valores válidos para uma densidade do gelo de 500kg/m³ e para um tipo de gelo “in-cloud”.

Tabela 3.12 – Dimensões das estalactites em secções dos tipos A e B (Fonte: Adaptação ISO 12494)

SECÇÃO TRANSVERSAL DOS ELEMENTOS: TIPOS A E B									
ESPESSURA, mm		10		30		100		300	
IC	MASSA DE GELO m, kg/m	DIMENSÕES DAS ESTALACTITES, mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R1	0,5	54	22	34	35	13	100	4	300
R2	0,9	78	28	54	40	23	100	8	300
R3	1,6	109	36	82	47	41	100	14	300
R4	2,8	150	46	120	56	67	104	24	300
R5	5,0	207	60	174	70	106	114	42	300
R6	8,9	282	79	247	88	165	129	76	300
R7	16,0	384	105	348	113	253	151	136	300
R8	28,0	514	137	478	146	372	181	217	317
R9	50,0	694	182	656	190	543	223	344	349
R10	Condições extremas de depósito de gelo								

Tabela 3.13 - Dimensões das estalactites em secções dos tipos C e D (Fonte: Adaptação ISO 12494)

SECÇÃO TRANSVERSAL DOS ELEMENTOS: TIPOS C E D									
ESPESSURA, mm		10		30		100		300	
IC	MASSA DE GELO m, kg/m	DIMENSÕES DAS ESTALACTITES, mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R1	0,5	56	23	36	35	13	100	4	300
R2	0,9	80	29	57	40	23	100	8	300
R3	1,6	111	37	86	48	41	100	14	300
R4	2,8	152	47	124	57	68	105	24	300
R5	5,0	209	61	179	71	111	115	42	300
R6	8,9	284	80	253	90	173	131	76	300
R7	16,0	387	105	355	115	265	154	136	300
R8	28,0	517	138	484	147	387	184	224	318
R9	50,0	696	183	663	192	560	227	361	353
R10	Condições extremas de depósito de gelo								

Tabela 3.14 - Dimensões das estalactites em secções dos tipos E e F (Fonte: Adaptação ISO 12494)

SECÇÃO TRANSVERSAL DOS ELEMENTOS: TIPOS E E F									
ESPESSURA, mm		10		30		100		300	
IC	MASSA DE GELO m, kg/m	DIMENSÕES DAS ESTALACTITES, mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R1	0,5	55	23	29	34	0	100	0	300
R2	0,9	79	29	51	39	0	100	0	300
R3	1,6	111	36	81	47	9	100	0	300
R4	2,8	152	47	121	57	39	100	0	300
R5	5,0	209	61	177	70	87	109	0	300
R6	8,9	284	80	251	89	154	126	0	300
R7	16,0	387	105	353	115	250	150	40	300
R8	28,0	517	138	483	147	376	181	142	300
R9	50,0	696	183	662	192	551	225	294	336
R10	Condições extremas de depósito de gelo								

Tal como referido anteriormente, na generalidade do território português as condições climáticas são consideradas amenas, como tal o depósito de gelo nos elementos estruturais não deverá ser considerado, no entanto em zonas que se considere pertinente considerar esta ação os elementos deverão ser estudados como elementos individuais, considerando as classes de gelo referidas nas tabelas anteriores.

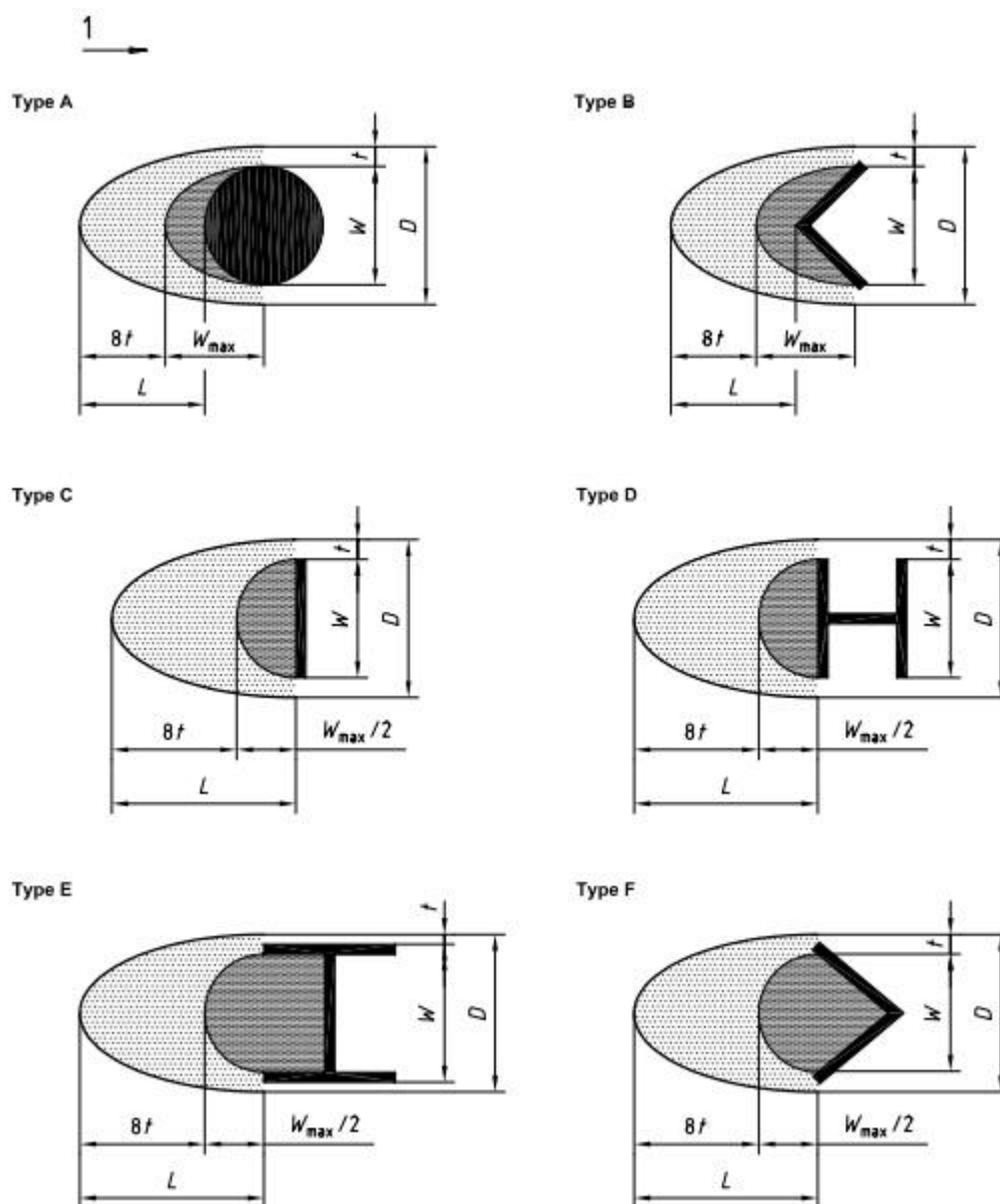


Figura 3.10 – Forma de deposição da geada nos elementos (Fonte: ISO 12494)

3.5.3 VENTO E GELO

Desde que seja apropriado deve ser tida em conta a ação do gelo em combinação com o vento, podendo esta, ser a combinação condicionante no projeto da estrutura. Em zonas em que as condições atmosféricas sejam de tal forma agressivas que haja uma formação de uma camada de gelo que cubra a estrutura deve-se considerar um estudo da ação do vento como que atuando num edifício sem vazios.

De acordo com a parte 3-1 do Eurocódigo 3, numa combinação de ação do gelo e vento a pressão característica deste é inferior do que nas restantes situações e para se ter em conta este facto deve-se multiplicar a pressão característica do vento por um fator de redução k , que depende a classe de gelo e está representado na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Fator de redução da pressão do vento (Fonte: ISO 12494)

ICG	k	ICR	k
G1	0,40	R1	0,40
G2	0,45	R2	0,45
G3	0,50	R3	0,50
G4	0,55	R4	0,55
G5	0,60	R5	0,60
		R6	0,70
		R7	0,80
		R8	0,90
		R9	1,00

Em que:

ICG Classe para o tipo de gelo vidrado;

ICR Classe para geada

As combinações de vento e gelo a atuar simultaneamente a considerar são:

- Ação dominante – Gelo

$$\gamma_G G_k + \gamma_{ice} Q_{k,ice} + \gamma_W k \psi_W Q_{k,W}$$

- Ação dominante – Vento

$$\gamma_G G_k + \gamma_W k Q_{k,W} + \gamma_{ice} \psi_{ice} Q_{k,ice}$$

Em que:

$$\psi_W = 0,5$$

$$\psi_{ice} = 0,5$$

Os valores de γ_G , γ_{ice} e γ_W estão definidos na Tabela 3.2 e dependem da classe de importância da estrutura (Tabela 3.1).

3.6 OUTRAS AÇÕES

Por motivos de manutenção é necessário realizar a verificação de resistência dos elementos com inclinações, relativamente à horizontal, inferiores a 30° a uma carga concentrada a meio-vão de 1kN, que equivale ao peso de um operário. Para isso far-se-á uma verificação de um elemento e a sua capacidade resistente a uma carga descendente concentrada a meio vão. Esta verificação será realizada como uma análise local de resistência do elemento, ou seja, não será contemplada no modelo de análise global. Devido a esta carga será necessária uma análise à resistência dos parafusos a um esforço de corte. Esta carga comparativamente às cargas atuantes na estrutura global é considerada de baixo relevo, assim para uma análise ao corte destas ligações deve-se optar por uma avaliação simples. Assim deverá ter-se como principio que para o cálculo das ligações da estrutura devido aos esforços obtidos através da análise global, a classe

mínima dos parafusos e da chapa de gousset deve ter capacidade resistente aos esforços obtidos através da análise local do elemento estrutural.

Caso existam plataformas ou gradeamento deve ser verificada a resistência para os valores de carga representados na Tabela 3.16, tendo em atenção que não se deve considerar a atuação de cargas devidas a fenómenos atmosféricos em simultâneo com estas.

Tabela 3.16 – Valores de cargas a aplicar em plataformas e gradeamentos

ESTRUTURA	TIPO DE CARGA	VALOR DA CARGA
Plataformas	Carga vertical uniformemente distribuída	2,0 kN/m ²
Gradeamento	Carga horizontal uniformemente distribuída	0,5 kN/m

4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

4.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

No dimensionamento desta estrutura, será apenas considerada a existência de elementos estruturais, não sendo portanto considerados quaisquer elementos acessórios como esferas nos cabos condutores, isoladores, discos refletores, placas de publicidade, escadas.

O modelo da torre foi concebido em três dimensões no software da Autodesk, AutoCAD 2014 e exportada como ficheiro .dxf para o software de cálculo automático da Autodesk, Robot Structural Analysis.

A estrutura que será utilizada para dimensionamento terá as características descritas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dimensões da torre

DIMENSÕES	
CORPO DE SUPORTE	CORPO SUPERIOR
Base = 3,43m Altura = 21,60m	Base = 0,90m Altura = 8,20m
Altura total = 29,80m	
DISTÂNCIA ENTRE TORRES 100m	

O material dos elementos estruturais será Aço S275.

Considerou-se uma estrutura de classe de importância 2 – *Todas as torres que não se enquadram nas classes 1 ou 3* [Fonte: EC3-3-1 – Anexo A].

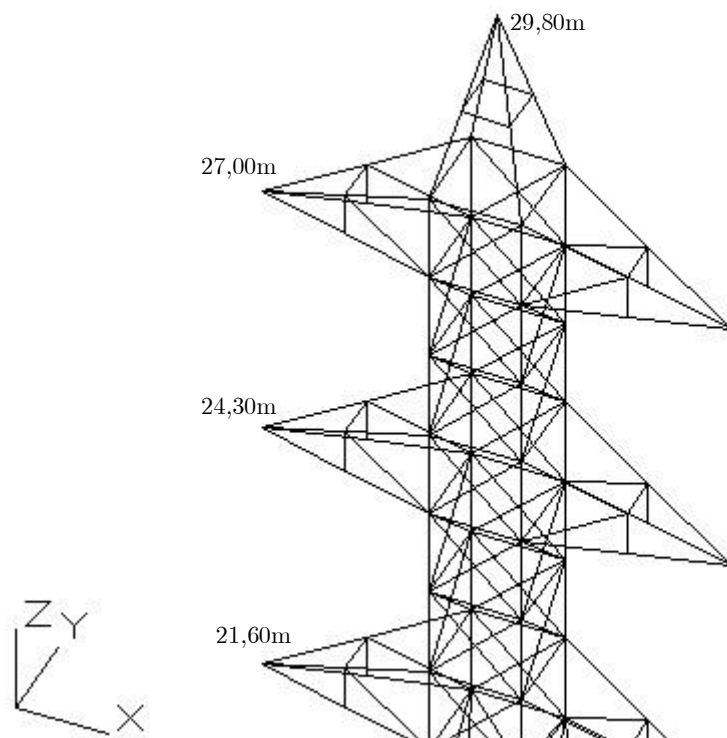


Figura 4.1 – Esquema dos braços da torre

Tabela 4.2 – Coeficientes parciais de segurança (Fonte: EC3-3-1)

Tipo de efeito	Classe de importância	Ações permanentes γ_G	Ações variáveis γ_Q
Desfavorável	2	1,1	1,4
Favorável	Todas as classes	1,0	0,0
Situações acidentais		1,0	1,0

4.2 AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA

Considerou-se que a estrutura, relativamente à sua localização (segundo a parte 1-4 do Eurocódigo 1), tem as características representadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Características relativas à localização (Fonte: Adaptação – EC1-1-4)

Categoria do terreno		z_0 [m/s]	z_{\min} [m]
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m	1,0	15

Valor básico da velocidade de referência do vento	$v_{b,0}$ (m/s)
Zona A	27

As forças devidas à ação do vento serão aplicadas nos nós da estrutura (2 forças por patamar). O cálculo das forças da ação do vento será realizado de acordo com a expressão (4.1).

$$F_w(z_e) = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.1)$$

Considerou-se $c_s c_d = 1$ e $v_b = v_{b,0}$.

No cálculo do coeficiente, $\sum c_f$ como se considerou que a estrutura era constituída apenas por elementos estruturais é apenas necessário o cálculo de $c_{f,s}$.

Por este motivo no cálculo de $c_{f,s}$, considerou-se $\frac{A_s}{\sum A} = 1$.

Por existirem apenas cantoneiras como elementos estruturais na obtenção de k_1 os valores de A_c e $A_{c,sup}$ são nulos e como $A_s = A_f + A_c + A_{c,sup}$, $K_1 = 0,55$.

O valor de $c_{f,s,0,j} = c_{f,s,0,f}$.

Os valores das forças devidos à ação do vento nas direções XX e YY estão descritos nas Tabela 4.4 Tabela 4.5, respetivamente.

Tabela 4.4 – Forças da ação do vento na direção XX

	Painéis	z_e (m)	$c_s c_d$	$q_p(z_e) = c_e(z_e) \times q_b$			$A_c = d.l \text{ (m}^2\text{)}$			$= \sum(b.l) + \sum A_{gk}$ (m ²)	$\varphi = \frac{A}{A_c}$	$K_\theta = 1 + K_1 \times K_2 \times \sin^2 2\theta$			$c_{f,s,0}$	$c_f = c_{f,s,0}$	F_w (kN)						
				q_b (kN/m ²)	$c_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ (kN/m ²)	d	l	A_c			K_1	K_2	K_θ									
L 100x100	Base	1	3,0	1	455,63	1,45	660,66	3,26	3	9,77	1,49	0,15	0,55	0,20	1,11	3,15	3,49	3,43					
		2	9,0			1,45	660,66	2,73	6	16,38	3,13	0,19							0,20	1,11	2,97	3,29	6,82
		3	15,0			1,45	660,66	2,03	6	12,15	2,88	0,24							0,24	1,13	2,77	3,14	5,97
		4	21,6			1,7	774,56	1,29	6,6	8,49	1,85	0,22							0,22	1,12	2,85	3,20	4,58
L 60x60	Topo	8	27,9			1,9	865,69	0,90	6,3	5,67	2,20	0,39							0,39	1,21	2,25	2,73	5,21
	Ponta	10	29,8			1,95	888,47	0,45	1,9	0,86	0,32	0,37							0,37	1,20	2,30	2,77	0,78

Tabela 4.5 - Forças da ação do vento na direção YY

Painéis	z_e (m)	$c_s c_d$	$q_p(z_e) = c_e(z_e) \times q_b$			$A_c = d.l (m^2)$			A $= \sum(b.l)$ $+ \sum A_{gk}$ (m^2)	$\varphi = \frac{A}{A_c}$	$K_\theta = 1 + K_1 \times K_2 \times \sin^2 2\theta$			$c_{f,s,0}$	$c_f = c_{f,s,0}$	F_w (kN)													
			q_b (kN/m ²)	$c_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ (kN/m ²)	d	l	A_c			K_1	K_2	K_θ																
L 100x100	Base	1	3,0	1	455,63	1,45	660,66	3,26	3	9,77	1,49	0,15	0,55	0,20	1,11	3,15	3,49	3,43											
		2	9,0			1,45	660,66	2,73	6	16,38	3,13	0,19																	
		3	15,0			1,45	660,66	2,03	6	12,15	2,88	0,24																	
		4	21,6			1,7	774,56	1,29	6,6	8,49	1,85	0,22																	
L 60x60	Horizontais	5	21,6			1,7	774,56	0,9	2,7	2,43	0,95	0,39							0,55	0,39	1,21	2,25	2,73	2,00					
		6	24,3			1,79	815,57	0,9	2,7	2,43	0,95	0,39																	
		7	27,0			1,85	842,91	0,9	2,7	2,43	0,95	0,39																	
	Topo	8	24,3			1,79	815,57	0,9	1,8	1,62	0,63	0,39													0,39	1,21	2,25	2,73	1,40
		9	27,0			1,85	842,91	0,9	1,8	1,62	0,63	0,39																	
	Ponta	10	29,8			1,95	888,47	0,45	1,9	0,86	0,32	0,37													0,37	1,20	2,30	2,77	0,78

4.3 AÇÕES NOS CABOS

As ações impostas nos cabos, além do seu peso próprio serão:

- EDS – Pré-esforço
- Ação do vento
- Ação do vento na presença de gelo

Os cabos de guarda e condutores estão sujeitos a uma tensão de pré-esforço inicial. Tal como mencionado no início deste trabalho todas as características referentes aos cabos são da responsabilidade do projetista de linha. Para este modelo de cálculo serão utilizados os cabos com respetivos EDS representados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Características dos cabos

	CABO CONDUTOR	CABO DE GUARDA
Peso (kg/m)	0,548	0.457
Coef. de dilatação térmica	0.000019 /°C	0.000014 /°C
Módulo de Elasticidade (GPa)	76	112.8
Carga de rotura (N)	48170	95970
Área de secção transversal (mm ²)	158	106
Diâmetro (mm)	16.32	14.7
EDS (kN)	10,6	21,1
Flecha máxima a meio-vão (m)	1,57	1,07

As forças instaladas nos vértices dos braços da torre por efeito dos cabos serão o peso próprio dos cabos, o peso próprio das mangas de gelo e a tensão instalada nos cabos (EDS). Os valores destas forças estão discriminados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Forças aplicadas nos vértices dos braços devidas ao efeito dos cabos

	CONDUTORES	GUARDA	DIREÇÃO
P.P. dos cabos (kN)	0,54	0,45	Fz
EDS (kN)	10,6	21,1	Fy

O cálculo da força da ação do vento nos cabos é realizado através da equação:

$$F_{c/GW}(z) = q_p(z) \cdot \sum c_{f,G} \cdot A_G$$

O cálculo de $c_{f,G}$, foi realizado para cada cabo considerando o caso c) da Tabela 3.7 e as situações em que os cabos se encontram cobertos de gelo ou não.

Os valores considerados foram $c_{f,G} = 1,2$ e $c_{f,G} = 1,25$ para cabos sem e com gelo, respetivamente.

Tal como mencionado no capítulo 3, o tipo de depósito devido à ação do gelo, a ter em consideração, será uma manga de gelo que envolverá os cabos. Será considerada, para efeitos de cálculo, a existência de gelo do tipo vidrado e uma classe G2, de acordo com a ISO 12494. As características associadas à classe G2 estão descritas na Tabela 4.8.

O peso próprio da manga de gelo está descrito na Tabela 4.9.

Tabela 4.8 – Características da ação do gelo

GELO	IC	ESPESSURA DE GELO (mm)	FATOR k
Vidrado	G2	20	0,45

Tabela 4.9 – Peso próprio da manga de gelo

	CONDUTORES	GUARDA	DIREÇÃO
P.P. da manga de gelo (kN)	0,00224	0,00214	Fz

Serão aplicadas, nos vértices dos braços e no topo da torre forças devidas à ação do vento e forças devidas à ação do vento na presença de gelo. Esses valores estão discriminados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Forças aplicadas nos vértices dos braços devidas à ação do vento com e sem gelo

	CABOS CONDUTORES			CABO DE GUARDA
	21,60m	24,30m	27,00m	29,80m
COM GELO	4,20kN	4,42kN	4,63kN	4,69kN
SEM GELO	1,06kN	1,12kN	1,17kN	1,10kN

4.4 CARGAS IMPOSTAS

A verificação da resistência dos elementos estruturais sob o efeito destas cargas foi realizada à parte, considerando o elemento de forma individual com uma carga concentrada a meio-vão de 1kN como indicado na cláusula 3.6.

4.5 COMBINAÇÕES

As combinações de ações consideradas para o cálculo deste modelo estrutural foram:

Vento dominante – direção XX (s/gelo)

$$1,10 \times G_k + 1,40 \times Q_{k,wind,xx}$$

Vento dominante – direção YY

$$1,10 \times G_k + 1,40 \times Q_{k,wind,yy}$$

Vento dominante – direção XX (c/gelo)

$$1,10 \times G_k + 1,40 \times \psi_{ice} \times Q_{k,ice,cabos} + 1,40 \times k \times Q_{k,wind,xx}$$

Gelo dominante – direção XX

$$1,10 \times G_k + 1,40 \times Q_{k,ice,cabos} + 1,40 \times k \times \psi_{wind} \times Q_{k,wind,xx}$$

Sendo:

$$k = 0,45$$

$$\psi_{ice} = \psi_{wind} = 0,5$$

A escolha destas combinações tem como pressupostos que a ação do gelo só ocorre nos cabos. Assim, estando os cabos dispostos na direção YY, considera-se que o gelo é desprezável (não tem efeito) nesta direção. Não se considerou a existência de vento com outras inclinações face aos elementos porque a força do vento de maior intensidade é quando este atua perpendicularmente aos elementos.

4.6 ENCURVADURA

No caso dos elementos submetidos a esforços de compressão, é necessária uma verificação da resistência à encurvadura. De acordo com o estipulado pela parte 3-1 do Eurocódigo 3 e demonstrado no Método 2 da cláusula 2.4.2 deste trabalho é necessário proceder-se ao cálculo da esbelteza normalizada efetiva, $\bar{\lambda}_{eff}$, dos elementos. A esbelteza normalizada efetiva é fruto do produto da esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, pelo fator efetivo de esbelteza, k , fator este que depende da função do elemento estrutural em questão.

- Definição dos tipos de elementos existentes

Montantes – Elementos de suporte

Travessas – Elementos de contraventamento horizontal

Diagonais – Contraventamento cruzado

- Comprimentos de encurvadura

De acordo com a parte 3-1 do Eurocódigo 3 todos os elementos que compõem esta estrutura têm um comprimento de encurvadura igual ao seu comprimento real.

- Cálculo da esbelteza

Para se dar início a este cálculo considerou-se que esta estrutura se enquadra no modelo IV da Figura 2.6.

MONTANTES	$\lambda = \frac{L}{i_{vv}}$
TRAVESSAS	$\lambda_{vv} = \frac{L}{i_{vv}} \text{ e } \lambda_{yy} = \frac{L}{i_{yy}}$
DIAGONAIS	$\lambda = \frac{L}{i_{yy}}$

Os montantes têm contraventamento simétrico e portanto correspondem ao caso b da Figura 2.7.

As travessas e as diagonais foram consideradas como tendo mais que um furo de ligação em cada topo como representado na Figura 2.8.

De acordo com esta definição, os valores de k são obtidos da seguinte forma:

MONTANTES	$k = 0,8 + \frac{\bar{\lambda}}{10} \text{ mas } 0,9 \leq k \leq 1,0$
TRAVESSAS	$k_y = 0,7 + \frac{0,40}{\bar{\lambda}_y} \text{ ou } k_v = 0,7 + \frac{0,35}{\bar{\lambda}_y}$
DIAGONAIS	$k_y = 0,7 + \frac{0,40}{\bar{\lambda}_y}$

- Resistência à encurvadura

$$\bar{\lambda}_{eff} = k \times \bar{\lambda}$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{eff} - 0,2) + \bar{\lambda}_{eff}^2 \right]$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{eff}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Secções de classes 1, 2 e 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Secções de classe 4

O cálculo de A_{eff} está descrito no Capítulo 2.2 deste trabalho.

Os resultados obtidos relativamente ao cálculo de χ estão descritos nas Tabelas 4.11, 4.12 e 4.13.

Tabela 4.11 - Valores de χ dos montantes

		l (m)	i _v (cm)	λ	λ ₁	λ̄	k	k	λ̄ _{eff}	Φ	χ
Montantes	L 180 x 18	3,01	3,52	85,52	86,39	0,99	0,90	0,9	0,89	1,01	0,67
		2,01		57,01	86,39	0,66	0,87	0,9	0,59	0,74	0,84
		1,66		47,04	86,39	0,54	0,85	0,9	0,49	0,67	0,89

Tabela 4.12 - Valores de χ das travessas

		l (m)	i _y (cm)	λ _y	λ ₁	λ̄ _y	k _y	λ̄ _{eff,y}	Φ	χ
Travessas	L 40 x 4	0,9		74,4	86,39	0,86	1,16	1,00	1,14	0,60
		0,45	1,21	37,2		0,43	1,63	0,70	0,83	0,78
		0,47		39,1		0,45	1,58	0,72	0,85	0,77
	L 60 x 6	1,67	1,82	92,0		1,06	1,08	1,15	1,32	0,51
	L 100 x 10	2,38	3,06	77,7		0,90	1,14	1,03	1,17	0,58
		3,08		100,7		1,17	1,04	1,22	1,41	0,47

Tabela 4.13 – Valores de χ em elementos diagonais

		l (m)	$i_z = i_y$ (cm)	λ_y	λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$k_y = k_z$	$\bar{\lambda}_{eff,y}$	Φ	χ
Diagonais	L 40 x 4	1,27	1,21	105,19	86,39	1,22	1,03	1,25	1,46	0,45
		0,93		76,67		0,89	1,15	1,02	1,16	0,58
		1,03		85,21		0,99	1,11	1,09	1,25	0,54
		1,05		87,16		1,01	1,10	1,11	1,27	0,53
		0,95		78,44		0,91	1,14	1,04	1,18	0,57
	L 60 x 6	1,93		106,05		1,23	1,03	1,26	1,47	0,45
		2,04	1,82	111,91	86,39	1,30	1,01	1,31	1,54	0,42
		2,16		118,44		1,37	0,99	1,36	1,62	0,40
		2,28		125,53		1,45	0,98	1,42	1,71	0,37
	L 100 x 10	2,69		87,82		1,02	1,09	1,11	1,27	0,53
		2,85		93,11		1,08	1,07	1,15	1,33	0,50
		3,02		98,70		1,14	1,05	1,20	1,39	0,48
		3,94	3,06	128,87	86,39	1,49	0,97	1,44	1,75	0,36
		4,18		136,59		1,58	0,95	1,51	1,86	0,34
		4,43		144,82		1,68	0,94	1,57	1,97	0,32

4.7 RESULTADOS

Como base de dimensionamento, considerou-se a estrutura dividida por varias zonas, onde foram atribuídas diferentes secções de cantoneiras.

As secções utilizadas para o cálculo base foram:

ZONA	SECÇÃO (mm)
Topo da torre	L 40 x 4
Último patamar do corpo da torre	L 60 x 6
Corpo da torre	L 100 x 10
Elementos de suporte (montantes)	L 180 x 18

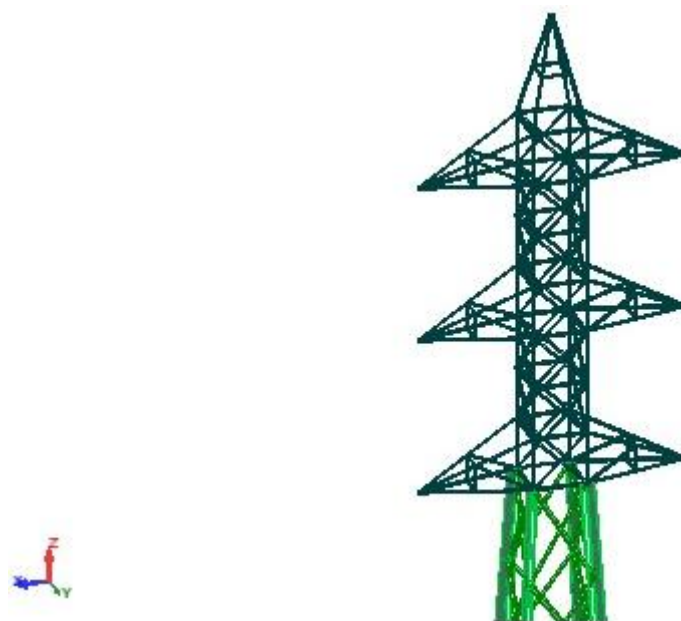


Figura 4.2 - Topo da torre



Figura 4.3 - Último patamar

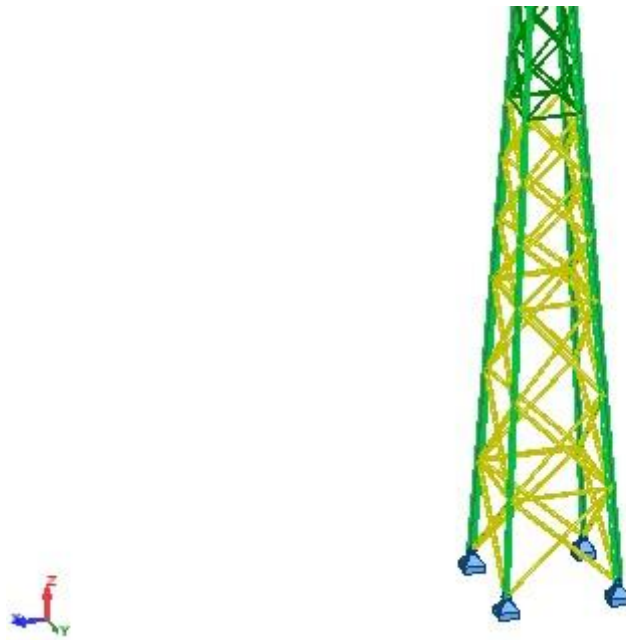


Figura 4.4 - Corpo da torre, em destaque os elementos de suporte (montantes)

4.8 LIGAÇÕES

Das combinações definidas, as que induzem maior esforço nos elementos estruturais são aquelas em que não se considera apenas a ação do vento (ou seja não existe gelo).

Para este exemplo considerar-se-á a ação do vento na direção Y. Os esforços máximos obtidos nos elementos estão discriminados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Esforços máximos na estrutura

Elemento	Secção	Esforço máximo (kN)
Elemento de suporte “Perna”	L180x180x18	539,36
Corpo inferior – 1º patamar	L100x100x10	62,15
Corpo inferior – 2º patamar	L60x60x6	18,45
Corpo superior	L40x40x4	44,31

A título de exemplo será descrito o procedimento de cálculo de uma ligação aparafusada numa cantoneira de elemento de suporte.

Parafuso M8

$$d_0 = 10mm$$

$$S275 - f_u = 430 N/mm^2$$

Disposições construtivas de acordo com o Quadro 3.3 da parte 1-8 do Eurocódigo 3:

$$12mm \leq e_1 \leq 112mm$$

$$12mm \leq e_2 \leq 112mm$$

$$22mm \leq p_1 \leq 200mm$$

$$p_1 = 25mm; \beta_2 = 0,4$$

$$A_{net} = 6191 - 10 \times 18 = 6011mm^2$$

5 CONCLUSÃO

5.1 COMPARAÇÃO ENTRE PARTE 3-1 E PARTE 1-1 DO EUROCÓDIGO 3

Devido ao amplo campo de aplicabilidade, a parte 1-1 peca pela sua genérica forma de abordar todo o tipo de estruturas metálicas, fornecendo sempre estruturas com avaliações de resistência conservadoras. Estas verificações podem provocar pequenas alterações relativamente ao estudo estrutural local mas que se podem traduzir em diferenças consideráveis ao nível global da estrutura.

Por outro lado a aplicação desta parte do Eurocódigo é simples tornado o cálculo mais célere.

As diferenças de cálculo ao nível estrutural são poucas mas que fazem diferença no cálculo de uma estrutura composta por vários elementos.

A parte 3-1 do Eurocódigo 3 é específica para o cálculo de torres treliçadas das mais diversas tipologias e no que se refere à comparação com a parte geral deste Eurocódigo, ou seja as verificações de resistência dos elementos estruturais são específicas para este tipo de estruturas tornando o cálculo menos conservativo.

5.2 ALTERAÇÕES SUGERIDAS PELA PARTE 3-1

Cálculo das classes das secções – esta pequena diferença provoca uma diminuição no número de secções de classe 4;

Área efetiva – a parte 3-1 introduz uma pequena alteração ao processo de cálculo proposto pela parte 1-5 do Eurocódigo 3;

Resistência à encurvadura – é neste caso que se verifica a maior alteração e também a mais trabalhosa pelo facto de ser necessária uma análise à função do elemento para a determinação da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$ e pela disposição desse elemento para a obtenção do fator efetivo de esbelteza k ;

5.3 CONCLUSÃO GERAL

Apesar de inicialmente esta parte do Eurocódigo aparentar trazer algumas dificuldades no dimensionamento deste tipo de estruturas, a aplicação deste novo método no exemplo prático revelou-se mais simples do que era expectável. Apesar de, por simplificação, se considerar que os elementos estruturais têm todos a mesma secção transversal é necessária uma especial atenção no desenvolvimento do projeto destas estruturas devido à quantidade de elementos que a compõe, à grande diversidade dos seus comprimentos, à necessidade da existência dos mais variados elementos secundários e também às diversas tipologias de torres. Para uma boa aplicação desta parte do Eurocódigo e de forma a torna-la simples e rápida de executar é necessário o bom conhecimento do documento, discriminar todos os elementos constituintes da estrutura e utilizar ferramentas que simplifiquem o cálculo, sendo um bom exemplo a formatação de uma tabela de cálculo.

A aplicação desta parte do Eurocódigo por ser tão objetiva e tão direcionada para este tipo de estruturas torna o cálculo mais direcionado para características da estrutura resultando assim num resultado menos majorado o que representa uma redução significativa das secções transversais dando origem a uma redução de custos de matéria prima.

BIBLIOGRAFIA

[1] - Eurocode 1 – “Actions on structures” – Part 1-4 “General actions”, CEN, Brussels, 2010

[2] - Eurocode 3 – “Design of steel structures” – Part 1-1 “General rules and rules for buildings”, CEN, Brussels, 2010

[3] - Eurocode 3 – “Design of steel structures” – Part 1-5 “Plated structural elements”, CEN, Brussels, 2006

[4] - Eurocode 3 – “Design of steel structures” – Part 1-8 “Design of joints”, CEN, Brussels, 2009

[5] - Eurocode 3 – “Design of steel structures” – Part 3-1 “Towers, masts and Chimneys – Towers and masts”, CEN, Brussels, 2009

[6] - Simões, R. “Manual de dimensionamento de estruturas metálicas”, Associação Portuguesa de Construção metálica e mista, Coimbra, 2007

[7] - EN 50341-1 – “Overhead electrical lines exceeding AC45kV” – Part 1 “General requirements – Common specifications, National Normative Aspects (NNA) for PORTUGAL”, CENELEC, Brussels, 2001

[8] - ISO 12494 – “Atmospheric icing of structures”, ,2011

[9] - ESDEP WG 15C – “STRUCTURAL SYSTEMS” – Lecture 15C.3 “Lattice Towers and Masts”

[10] - Dias, J. “Análise e dimensionamento de estruturas metálicas treliçadas de transporte de energia elétrica de acordo com o EC3(EN) e a EN50341-1”, Dissertação de mestrado, IST, 2007

[11] – Oliveira, F. “Projeto de edifícios em estrutura metálica – Efeitos de 2ª ordem”, Dissertação de mestrado, FEUP, 2013