



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil



Análise Estrutural de Uma Torre Tubular Sob Acção do Vento

HÉLDER AMORIM PRATES NUNES

Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientadores:

Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes (ISEL)
Doutor Sérgio Bruno Martins de Oliveira (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais: Doutor Carlos Trancoso Vaz, Prof. Coordenador (ISEL)

Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes, Inv. Auxiliar (LNEC)
Doutor Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Eq. Prof. Adjunto (ISEL)

Fevereiro de 2012

Resumo

Com a realização deste trabalho, pretende-se essencialmente dar a conhecer a influência que a acção do vento possui no dimensionamento de determinadas estruturas, neste caso específico, em torres tubulares de telecomunicações.

É por todos sabido, da importância de um capaz e evoluído sistema de comunicações, no desenvolvimento sustentado do mundo moderno. Nesse sentido, o avanço galopante, principalmente nas últimas duas décadas, das tecnologias de Telecomunicações, implicou uma rápida resposta em consonância na implantação e proliferação de infra-estruturas de suporte aos equipamentos dessas tecnologias.

Assim, a estrutura em forma de torre tubular, entre as demais variadas secções que as constituem, foi adquirindo preponderância neste campo, constituindo a mais vasta utilização de estruturas de suporte aos equipamentos de telecomunicações, nomeadamente em meios rurais, onde escasseiam edificações com alturas suficientes para fazer face às necessidades das operadoras licenciadas para os devidos efeitos.

Será efectuada uma breve descrição sobre as diversas e mais comuns tipologias de torres utilizadas no âmbito do suporte de equipamentos de telecomunicações.

Descreve-se, em forma de relatório e levantamento fotográfico, a ocorrência do colapso de uma torre tubular de telecomunicações.

Por último, e na sequência do incidente referido no ponto anterior, será efectuada com detalhe, a análise estrutural da torre tubular que foi instalada na posição da anteriormente instalada.

Abstract

This work addresses the influence of wind action in the design of some structures, especially the monopole telecommunications towers.

It's known that a developed communications system is essential for the sustainable development of modern world. So, it was necessary to respond appropriately with infrastructures capable to follow the quick development of telecommunications technologies, especially in the last decade.

The monopole structure, apart from the several shapes it can assume, gained dominance in the market, being a widely structure used for supporting telecommunications equipment. Namely, it's used in rural communities, where buildings aren't high enough to satisfy the operators' needs.

This text briefly describes the most common telecommunications structures used in Portugal. It is explained the structural models, the materials, and the visual aspects behind the towers' design.

The telecommunications towers are exposed to climate actions, and they can collapse. It is explored the collapse of one monopole tower, describing its photographic and written report.

Finally, and having the referred incident in mind, it will be done a structural design of the replacement tower.

Palavras-Chave/Keywords

Acção do vento / Wind action

Torres tubulares / Tubular steel towers

Regulamentos Nacionais / National Code

Eurocódigos estruturais / Structural Eurocode

Agradecimentos

Os agradecimentos personalizados transmitidos nestas ocasiões, por vezes, não conseguem possuir a extensão necessária para fazer face a todos os incentivos e apoios recebidos ao longo do Mestrado, cuja finalização remete para esta dissertação, sob pena de tornarem este capítulo demasiado extensivo.

Todavia, para além de todos os apoios que recebi ao longo desta etapa académica, não poderia de deixar vincados, os que na realidade foram especiais e decisivos para levar a bom porto este trabalho.

Assim, agradeço aos meus colegas e amigos Luis António, e Duarte Santos e Eng^o Anibal Lourenço

Ao meu colega e amigo, Eng^o Pedro Bolieiro, a quem fico a dever imenso por todo o apoio, ajuda e disponibilidade de processos e bibliografia técnica.

Agradeço também, ao meu co-orientador, Dr^o Sérgio Oliveira, pela sua preciosa ajuda e incentivo na orientação e definição desta dissertação.

Agradeço imenso ao meu orientador Dr^o Jorge Gomes, por todo o apoio, incentivo e disponibilidade, contribuindo assim de forma decisiva para a realização deste trabalho.

Por fim, agradeço a todos os meus amigos e família, em especial à minha esposa e filhos por todo o apoio, compreensão, ânimo, e persistência que me foram transmitindo ao longo de todo este trajecto.

Índice

Capítulo 1 Introdução	1
1.1 <i>Considerações iniciais</i>	1
1.2 <i>Objectivos da Dissertação</i>	3
1.3 <i>Estruturação da dissertação</i>	4
Capítulo 2 Torres para Telecomunicações.....	5
2.1 <i>Considerações iniciais</i>	5
2.2 <i>Regulamentação Nacional</i>	5
2.2.1 Os Eurocódigos	6
2.2.2 Os eurocódigos e as estruturas em forma de torre	9
2.3 <i>Condicionalismos</i>	10
2.3.1 Objectivos de rádio.....	10
2.3.2 Topografia ou morfologia do terreno.....	10
2.3.3 Restrições ou imposições de ordem pública.....	10
2.3.4 Restrições ou imposições de ordem particular	11
2.3.5 Restrições ou imposições orçamentais.....	11
2.4 <i>Torres mais comuns em Telecomunicações</i>	11
2.4.1 Torres monopolo autosuportadas.....	11
2.4.2 Torres treliçadas	13
2.4.3 Torres tipo árvore	17
2.4.4 Torres em Betão ou poste de betão pré-esforçado	18
2.5 <i>Considerações finais</i>	20
Capítulo 3 Inspecções numa torre de telecomunicações	21
3.1 <i>Considerações iniciais</i>	21
3.2 <i>Inspecções Correntes em torres de telecomunicações</i>	22
3.2.1 Torres Metálicas (monopolo, treliçadas e treliçadas espiadas).....	22
3.2.2 Torres tipo árvore	24
3.2.3 Torres em betão.....	25
3.3 <i>Inspecção de uma torre após colapso</i>	26
3.3.1 Considerações iniciais.....	26
3.3.2 Inspecção técnica da estrutura da torre	26
3.3.2.1 Inspecção Visual	29
3.3.2.2 Levantamento da geometria	32
3.3.2.3 Análise estrutural de torre	33
3.3.2.4 Conclusões	38
3.4 <i>Considerações Finais</i>	39
Capítulo 4 Análise Estrutural de uma Torre Tubular	40
4.1 <i>Introdução</i>	40
4.2 <i>Características da Torre</i>	40
4.2.1 Localização	40
4.2.2 Características estruturais	41

4.2.3 Acessórios e equipamentos	44
4.2.4 Materiais	45
4.2.5 Fundação.....	45
4.3 Acções na estrutura	47
4.3.1 Permanentes	49
4.3.2 Sobrecarga	49
4.3.3 Variações de temperatura.....	49
4.3.4 Vento	50
4.3.4.1 Quantificação da acção do vento	51
4.3.4.2 Quantificação da Acção do vento na torre	52
4.3.4.3 Quantificação da Acção do vento na plataforma	54
4.3.4.4 Quantificação da Acção do vento na escada	55
4.3.4.5 Quantificação da Acção do vento nos cabos	56
4.3.4.6 Quantificação da Acção do vento sobre as antenas	59
4.3.4.7 Quantificação da Acção do vento nos interfaces	61
4.3.5 – Imperfeições	62
4.4 Combinação de acções	62
4.5 Modelos Cálculo.....	65
4.5.1 Torre.....	65
4.5.2 Ligações.....	67
4.5.2.1 Generalidades.....	67
4.5.2.2 Parafusos e pernos do Chumbadouro.....	68
4.5.2.3 Flanges.....	68
4.5.3 Estados Limites Últimos (ELU)	68
4.5.3.1 Generalidades.....	68
4.5.3.2 Fuste da torre.....	69
4.5.3.3 Ligações.....	69
4.5.3.4 Fundação.....	69
4.5.4 Estados Limites Utilização (ELS)	72
4.6 Análise Estrutural.....	72
4.6.1 Considerações iniciais.....	72
4.6.2 Resultado para cada acção	72
4.6.2.1 Imperfeições.....	72
4.6.2.2 Variação da temperatura	73
4.6.2.3 Peso próprio	74
4.6.2.4 Acção do vento.....	75
4.6.3 Combinação de acções.....	78
4.6.3.1 Estados Limite Últimos	78
4.6.3.2 Estados Limite de Utilização.....	81
4.6.4 Verificação da segurança	82
4.6.4.1 Estados limites últimos	82
4.6.4.2 Estados Limite de Utilização.....	85
4.7 Considerações finais.....	85
Capítulo 5 Conclusões e Perspectivas Futuras.....	87
5.1 Síntese do trabalho.....	87
5.2 Perspectivas futuras	88

Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Correspondência dos Eurocódigos com a regulamentação nacional existente.	8
Tabela 3.1: Medidas efectuadas à torre.....	32
Tabela 3.2: Valores obtidos para a espessura da chapa dos troços da torre.....	32
Tabela 3.3: Valores obtidos para a espessura dos elementos de topo e chapa da base da torre.	32
Tabela 3.4: Características dos troços da torre.	34
Tabela 3.5: Parâmetros globais.....	37
Tabela 3.6: Cargas horizontais de vento concentrado.....	37
Tabela 3.7: Propriedades de materiais constituintes da torre e factores de segurança.	37
Tabela 3.8: Análise da torre.	38
Tabela 4.1: Especificações rádio para o local.....	41
Tabela 4.2: Características dos troços tubulares da torre.	43
Tabela 4.3: Características específicas das ligações.	43
Tabela 4.4: Características das antenas instaladas no topo de torre.....	44
Tabela 4.5: Características mecânicas dos materiais constituintes da torre e acessórios.....	45
Tabela 4.6: Classificação dos diferentes tipos de terreno.....	46
Tabela 4.7: Características dos diferentes tipos de terreno.....	47
Tabela 4.8: Pesos volúmicos dos materiais.	49
Tabela 4.9: Força do vento no fuste da torre.	53
Tabela 4.10: Força do vento na plataforma instalada no topo da torre.	55
Tabela 4.11: Força do vento na escada e caminho de cabos instalado ao longo da torre.	56
Tabela 4.12: Força do vento nos cabos coaxiais instalados ao longo da torre – direcção 1.	57
Tabela 4.13: Força do vento nos cabos coaxiais instalados ao longo da torre – direcção 2.	58
Tabela 4.14: Dimensões e coeficientes de força nas antenas.....	59
Tabela 4.15: Força do vento nas antenas instaladas na torre – direcção 1.....	60
Tabela 4.16: Força do vento nas antenas instaladas na torre – direcção 2.....	61
Tabela 4.17: Características e força do vento nos interfaces instalados no topo da torre.....	61
Tabela 4.18: Coeficientes de segurança.	64
Tabela 4.19: Coeficientes ψ relativos às acções.....	64
Tabela 4.20: Deslocamentos no topo e nas secções de ligação da torre devido às imperfeições.	73
Tabela 4.21: Deslocamento e rotação característicos devido à acção das variações de temperatura.	73
Tabela 4.22: Esforços devidos ao Peso próprio nas secções de ligação dos troços da torre.....	74
Tabela 4.23: Esforços devidos ao vento nas secções de ligação dos troços da torre – direcção 1.	75
Tabela 4.24: Esforços devidos ao vento nas secções de ligação dos troços da torre – direcção 2.	75
Tabela 4.25: Deformações características devidos à acção do vento – direcção 1.....	76
Tabela 4.26: Deformações características devidos à acção do vento – direcção 2.....	77
Tabela 4.27: Deslocamentos impostos pelas combinação de acção da temperatura e imperfeições iniciais.	78
Tabela 4.28: Momento característico resultante dos deslocamentos impostos.	79
Tabela 4.29: Esforços e tensões actuantes de cálculo nas secções de ligação entre troços da torre.	79
Tabela 4.30: Esforços de cálculo para os elu das flangens, chapas e parafusos.....	79
Tabela 4.31: Esforços obtidos para a verificação dos elu pelo sap2000.	81
Tabela 4.32: Deslocamentos e rotações no topo da torre para as combinações de acções frequentes tendo como acção de base o vento e a variação de temperatura.	81
Tabela 4.33: Deformações da estrutura para os ELS (SAP2000).	81
Tabela 4.34: Verificação da segurança para os esforços actuantes de cálculo nas secções condicionantes da torre.	82
Tabela 4.35: EUROCÓDIGO 3 - Parte 1-6 (Tensão meridional resistente).....	82
Tabela 4.36: EUROCÓDIGO 3 - Parte 1-6 (Tensão circunferencial resistente).	83
Tabela 4.37: ELU de plastificação dos troços da torre.....	83

Tabela 4.38: ELU de encurvadura dos troços da torre.....	83
Tabela 4.39: Características mecânicas das flanges e parafusos.....	84
Tabela 4.40: Verificação da resistência dos parafusos nas ligações.	84
Tabela 4.41: Verificação da espessura das flanges nas ligações.....	84
Tabela 4.42: Dimensões da fundação.	85
Tabela 4.43: Verificação dos ELU da Fundação pelo método de Sulzberger.	85
Tabela 4.44: Verificação da deformação no topo da estrutura.	85
Tabela 4.45: Resumo das verificações efectuadas.....	86

Índice de Ilustrações

Ilustração 1.1: Torre Tubular metálica autosuportada tipo para telecomunicações	1
Ilustração 1.2: Torre Tubular camuflada “árvore tipo palmeira”, Cabo Verde.....	3
Ilustração 2.1: Torre com troços tubulares.....	12
Ilustração 2.2: Torre com troços em forma de tronco pirâmide.....	12
Ilustração 2.3: Torre com ligação entre troços por meio de encaixe.....	13
Ilustração 2.4: Torre com ligação aparafusada entre troços.	13
Ilustração 2.5: Torre Trelaçada.	15
Ilustração 2.6: Torre Trelaçada autosuportada com geometria prismática.....	15
Ilustração 2.7: Torre Trelaçada autosuportada com geometria piramidal.....	15
Ilustração 2.8: Torre Trelaçada triangular	16
Ilustração 2.9: Torre Trelaçada quadrangular	16
Ilustração 2.10: Torre trelaçada com montantes, contraventamentos e travessas em cantoneira.	17
Ilustração 2.11: Torre trelaçada com montantes, contraventamentos e travessas em tubo.....	17
Ilustração 2.12: Torre árvore.....	18
Ilustração 2.13: Torre tipo poste betão pré-esforçado.....	19
Ilustração 3.1: Base da torre e fuste interior com rotura da chapa.	26
Ilustração 3.2: Estrutura de transporte de energia colapsada a pouca distância da estrutura em análise....	26
Ilustração 3.3: Torre colapsada	27
Ilustração 3.4: Alçado da torre colapsada.....	28
Ilustração 3.5: Pormenores da base da torre colapsada.....	29
Ilustração 3.6: Aspecto da torre tombada.....	30
Ilustração 3.7: Aspecto da base da torre e da rotura pela chapa da troço inferior do fuste.....	30
Ilustração 3.8: Cordão de soldadura com penetração total no interior da torre.....	30
Ilustração 3.9: Aspecto do cordão de soldadura pelo exterior do fuste	30
Ilustração 3.10: Pormenor de plano de rotura de chapa fuste junto a base.....	31
Ilustração 3.11: Aspecto geral da base da torre e ligação a fundação.	31
Ilustração 3.12: Medição da espessura da chapa do troço 1 da torre.....	32
Ilustração 3.13: Medição da espessura da chapa do troço 3 da torre.....	32
Ilustração 3.14: Pormenor de alçado lateral da plataforma da torre.....	34
Ilustração 3.15: Planta superior da plataforma da torre.	35
Ilustração 3.16: Coeficientes de força δf (quadro I-XIII do RSA).	36
Ilustração 4.1: Aspecto geral da torre instalada.....	42
Ilustração 4.2: Pormenor das ligações entre troços.....	43
Ilustração 4.3: Pormenor da ligação do troço inferior do fuste à fundação.	43
Ilustração 4.4: Pormenor de escada de acesso a topo de torres e caminho de cabos coaxiais.....	44
Ilustração 4.5: Identificação e posicionamento das antenas na torre.....	45
Ilustração 4.6: Fundação tipo pegão.	46
Ilustração 4.7: Efeito da radiação solar sobre o fuste da torre.	50
Ilustração 4.8: Direcções do vento consideradas (vista em planta).....	51
Ilustração 4.9: Exposição dos cabos ao vento.	57
Ilustração 4.10: Coeficiente de força frontal e lateral nas antenas.....	59
Ilustração 4.11: Acção do vento sobre as antenas.....	60
Ilustração 4.12: Características dos interfaces.....	61
Ilustração 4.13: Modelo de elementos finitos da estrutura.	65
Ilustração 4.14: Tensões na casca devido ao esforço axial.....	66
Ilustração 4.15: Tensões na casca devido ao momento flector.	66
Ilustração 4.16: Pressão do vento na casca da torre.	67
Ilustração 4.17: Esforços e forças actuantes na ligação entre troços.....	67
Ilustração 4.18: Esquema de apoio e maciço com a nomenclatura usada no método de Sulzberger.	70

Ilustração 4.19: Factor segurança ao derrubamento do maciço de fndação em função de M_{e1}/M_{e2}	71
Ilustração 4.20: Diagrama de esforços obtidos no SAP2000.....	80
Ilustração 5.1: Solução tipo "light"	89
Ilustração 5.2: Torre telecomunicações com 54m altura construída no Botswana.	90

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

A decisão em realizar o trabalho intitulado “Análise Estrutural de Uma Torre Tubular Sob a Acção do Vento”, deve-se principalmente à minha actividade profissional durante cerca de uma década enquanto responsável pelas Infra-estruturas Civis numa empresa essencialmente com “Core business” em telecomunicações.

De facto, embora no âmbito da actividade das infra-estruturas civis, se desenvolvessem inúmeras actividades e tarefas relacionadas com a especialidade, o projecto, fabrico, instalação e manutenção de torres tubulares metálicas autosuportadas, é uma parcela importante (Ilustração 1.1).



ILUSTRAÇÃO 1.1: TORRE TUBULAR METÁLICA AUTOSUPORTADA TIPO PARA TELECOMUNICAÇÕES

Embora à primeira vista, se trate de uma estrutura simples, pois na realidade pode ser encarada como um modelo de cálculo em consola sobre a qual actuam determinadas acções, as diferentes cotas de instalação dos sistemas radiantes, as mais variadas estruturas de suporte a esses sistemas, o número e disposição de cabos coaxiais que os alimentam, entre outras condicionantes, encaminham os projectistas para um variável leque de diferentes realidades, que terão de ser simulados nos modelos de cálculo elaborados.

Como é natural, dado o modelo específico desta estrutura, de grande esbelteza, flexibilidade e pouca massa, é a acção do vento, o principal factor a ter em conta nas verificações de segurança estrutural das torres.

Na análise estrutural deste tipo de estruturas, à qual será dedicado um capítulo, existem determinadas condicionantes de projecto, que obrigam ao seu rigoroso estudo. Uma dessas condicionantes, é a limitação a 1 grau da rotação no topo da torre, uma imposição e balizagem de garantia que deriva da necessidade de instalar nessa posição específica da torre, “mini-link’s” que pela emissão que efectuam de feixes hertzianos com precisão, não poderão sofrer um mínimo desvio na sua direcção e sentido. Por outro lado, pese embora as mais de 3000 torres instaladas em Portugal (Continente e Ilhas), os acidentes por colapso estrutural conhecidos não foram superiores à dezena (na sua maioria, treliçadas espiadas devido a deficiências construtivas), o que no entanto, dada a localização de grande parte dessas infra-estruturas (próximas de aglomerados habitacionais, vias de comunicação, etc) implicou que o factor QSA (Qualidade, Segurança e Ambiente) fosse adquirindo uma importância gradual no projecto, fabrico e instalação das mesmas.

Assim, o projecto deste tipo de estrutura, abrange não só o seu dimensionamento como exigências ao nível do ambiente, nomeadamente na averiguação e tratamento dos resíduos produzidos nas instalações da torres, no seu posterior reencaminhamento para operadores de resíduos certificados, na escolha precisa dos locais de instalação, como por vezes também no tipo de camuflagem que obrigatoriamente tais estruturas teriam de utilizar. Todos estes projectos, levaram a que actualmente exista um portefólio de diferentes soluções de estruturas em forma de torre, algumas das quais daremos conta no Capítulo 2.



ILUSTRAÇÃO 1.2: TORRE TUBULAR CAMUFLADA “ÁRVORE TIPO PALMEIRA”, CABO VERDE.

1.2 Objectivos da Dissertação

Um dos objectivos deste trabalho, é permitir uma apresentação genérica dos tipos e formatos mais utilizados nas infra-estruturas de suporte a equipamentos de telecomunicações, incluindo algumas soluções especiais (Ilustração 1.2) e de uma forma mais específica, estudar o modelo de cálculo e análise estrutural da tipologia mais usual neste domínio, as torres tubulares, para um caso real.

É também objectivo claro desta dissertação, apresentar um exemplo de colapso estrutural de uma torre tubular, que resultou na destruição total da respectiva infra-estrutura. Será apresentada nesse mesmo capítulo, uma breve descrição das especificações técnicas para as inspecções das torres que existem no âmbito das telecomunicações.

O objectivo principal será a análise e descrição do comportamento estrutural de uma torre tubular (estrutura mais corrente) de suporte a telecomunicações, numa situação real, com base na regulamentação ainda em vigor, com principal incidência obviamente, na acção do vento. Neste capítulo específico, procurou-se descrever todas as condicionantes, decorrentes de especificações dos operadores de Comunicações, ou outras, de forma a apresentar todas as variáveis existentes neste tipo de processos e que na realidade conduzem e balizam a forma de análise estrutural das referidas estruturas.

1.3 Estruturação da dissertação

Na estruturação deste trabalho, os tópicos abordados foram distribuídos por cinco capítulos.

No Capítulo 2, “Torres para Telecomunicações”, são descritos os tipos de torres a que mais vulgarmente se recorre para suporte de equipamentos de telecomunicações. São apontadas também, as razões que por vezes fazem optar por uma ou outra estrutura específica e todas as condicionantes que envolvem as mesmas. Ainda neste capítulo, e para cada tipo de estrutura específica, é mostrado o modelo de cálculo em que se baseiam as análises estruturais respectivas. É abordada ainda neste capítulo, uma breve referência aos regulamentos nacionais, nomeadamente os Eurocódigos.

No Capítulo 3, “Inspecções numa torre de telecomunicações”, é efectuado um levantamento exaustivo, com recurso a relatório técnico e fotográfico, sobre as causas que levaram ao colapso de uma torre tubular. Também neste capítulo, são mostradas as especificações técnicas (que mais vulgarmente são utilizadas) a que devem obedecer as inspecções técnicas de âmbito estrutural a realizar a este tipo de infra-estruturas incluindo as suas fundações.

O Capítulo 4 designa-se por “Análise Estrutural de Uma Torre Tubular”. A análise estrutural, neste caso específico, de uma torre tubular com 30 metros de altura, que visou substituir uma anteriormente existente e que colapsou, é aqui analisada em pormenor, desde os objectivos técnicos de cobertura de rádio indicados pelo Operador TMN para o local de projecto, e que normalmente despoleta toda a operação que resulta na instalação deste tipo de infra-estruturas.

O objectivo neste capítulo, principal nesta dissertação, será mostrar toda a envolvente neste tipo específico de estruturas, integrando um caso real para que assim, e pese embora exista alguma simplicidade da estrutura em estudo, se conheça intrinsecamente todas as variáveis que devem ser levadas em conta no seu dimensionamento, e que por vezes por mais insignificantes que pareçam numa primeira vista, são predominantes para as diferentes opções a tomar.

No Capítulo 5, “Conclusões e perspectivas futuras” e que futuro para estas estruturas, são focadas as principais conclusões a retirar desta dissertação, assim como dar já a conhecer o que já se preconiza num futuro imediato quanto ao desenvolvimento destas estruturas, que como se verificará, estará essencialmente dependente também da própria evolução e características dos equipamentos rádio que as mesmas deverão suportar.

Capítulo 2

Torres para Telecomunicações

2.1 Considerações iniciais

Ao longo da última década e meia, devido a uma forte e imediata expansão da Rede Móvel de Comunicações, foram instaladas inúmeras torres. A enorme variedade de locais propostos para as referidas instalações, as condicionantes oriundas dos mais diferentes factores, assim como os objectivos de cobertura rádio a satisfazer, levaram a uma grande diversidade estrutural das torres implementadas.

Na realidade, para além do objectivo principal por parte dos operadores de telecomunicações, que consistia na expansão de uma forma consistente, mais rápida e eficiente da rede móvel que estava consignada a cada um, a forma célere e de certo modo económica como uma estação de telecomunicações constituída pela torre era erguida, levou a que sempre que a solução fosse exequível, se optasse pela construção da mesma.

Abordaremos assim neste capítulo, os tipos de torres mais utilizados na referida expansão da rede de comunicações móvel e os pressupostos inerentes à sua utilização.

Neste capítulo, também será enquadrada a regulamentação nacional essencial para o dimensionamento deste tipo de estruturas nomeadamente os Eurocódigos, também em virtude da sua recente publicação e integração no quadro normativo existente em Portugal.

2.2 Regulamentação Nacional

A regulamentação nacional ainda em vigor, é formada por regulamentos publicados no decorrer da década de oitenta. Actualmente, em todos os estados membros está a proceder-se gradualmente a uma revisão dos respectivos regulamentos. O objectivo será substituir todos os regulamentos nacionais dos países integrantes da comunidade europeia, pelos Eurocódigos, com os respectivos anexos adaptados à realidade de cada País.

Assim, e dada a existência de um novo quadro normativo face à recente publicação dos Eurocódigos, faz-se um breve enquadramento desses regulamentos estruturais, na parte relativa à aplicabilidade ao tipo de estrutura em análise nesta dissertação.

2.2.1 Os Eurocódigos

Os Eurocódigos resultaram de uma decisão datada de 1975 por parte da Comissão Europeia, e visava essencialmente estabelecer critérios de uniformidade e harmonização na área da construção, com a adopção de regras técnicas comuns a todos os estados membros, para o dimensionamento de obras de engenharia civil.

Nesse sentido, a Comissão tomou a iniciativa de estabelecer um conjunto de regras técnicas harmonizadas para a elaboração dos projectos tais como bases de dimensionamento estrutural, acções, geotecnia, sismos, entre outros, nos materiais de construção mais vulgarmente utilizados (betão, aço, madeira, alvenaria e alumínio) assim como para uma vasta gama de estruturas, entre as quais, pontes, edifícios, torres, silos, etc.

No presente, e na sequência de um acordo entre a Comissão e os Estados-Membros da EU e da EFTA, os Eurocódigos são um conjunto de Normas Europeias (EN) cuja responsabilidade de publicação está a cargo do Comité Europeu de Normalização (CEN).

Os Eurocódigos estruturais são, na realidade, um conjunto de 10 normas assim constituídos e que contêm na sua maioria várias partes cada:

1. EN 1990 – Eurocódigo 0: Bases para o projecto (1 parte);
2. EN 1991 – Eurocódigo 1: Acções em estruturas (10 partes);
3. EN 1992 – Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão (4 partes);
4. EN 1993 – Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço (20 partes);
5. EN 1994 – Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão (3 partes);
6. EN 1995 – Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira (3 partes);
7. EN 1996 – Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria (4 partes);
8. EN 1997 – Eurocódigo 7: Projecto geotécnico (2 partes);
9. EN 1998 – Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos (6 partes);
10. EN 1999 – Eurocódigo 9: Projecto de estruturas de alumínio

As comissões encarregues da elaboração destas normas, englobaram técnicos representativos para todas as áreas (investigação, projecto, construção, etc.) que originaram inúmeras discussões, até ser possível chegar a uma plataforma de entendimento. Todavia, são sintomáticas as mais-valias e oportunidades que se poderão alcançar com a sua implementação e uso, designadamente os seguintes:

1. Uniformidade dos níveis de segurança e desempenho da construção no espaço Europeu;

2. Critérios e métodos de dimensionamento comuns para satisfazer os requisitos específicos de resistência mecânica, estabilidade e resistência ao fogo, incluindo aspectos de durabilidade e economia;
3. Linguagem e critérios comuns entre os diversos intervenientes na construção, facilitando a troca de serviços entre Estados-membros;
4. Facilidade de colocação no mercado de elementos estruturais, materiais e produtos;
5. Desenvolvimento de auxiliares de dimensionamento e programas informáticos;
6. Aumento da competitividade internacional do sector da construção europeia; e
7. Base comum para a investigação e desenvolvimento.

Os Eurocódigos, se por um lado são o corolário de uma investigação, de uma certa forma e contexto potenciam e incentivam também essa mesma investigação, desenvolvimento e a inovação de produtos e serviços, obviamente também devido a uma concertação comum aos estados membros no que toca à disponibilização de informação de carácter científico por parte das entidades que a tal se dedicam, permitindo assim a todos os investigadores interessados uma mais célere e melhor utilização da mesma.

Por outro lado, também ao nível do cidadão comum, e potencial consumidor, a implementação dos Eurocódigos poderá e deverá ser de uma mais-valia assinalável. A uniformização dos níveis de segurança e desempenho permitirá assim que os cidadãos fiquem escudados contra produtos de qualidade inferior, provocando assim a disponibilização de uma mais vasta gama de produtos de maior qualidade e preços ajustados. Também constituirá uma vantagem assinalável pela implementação do Eurocódigos, o incremento de facilidade na mobilidade dos cidadãos entre os vários estados membros, para técnicos que pretendam exercer a sua actividade, dado que o reconhecimento de habilitações e certificações é desburocratizado devido à uniformização que determinadas Directivas, como a 89/106/CEE e 2004/18/CE, introduziram.

A introdução e adaptação dos Eurocódigos em Portugal, tem sido um processo com lenta evolução, de certa forma, talvez com base no dito e escrito por diversos especialistas na matéria, que não raras vezes referiram as poucas alterações de fundo que os mesmos carregavam consigo, quando comparados com os actuais regulamentos Nacionais em vigor.

É sabido que os primeiros regulamentos nacionais elaborados foram alvo de sucessivas revisões, umas mais profundas que outras, que resultaram nos actualmente ainda em vigor a partir de meados dos anos 80. Estes regulamentos, de grande qualidade, e baseados numa filosofia de cálculo dos estados limite (tal como os Eurocódigos)

abrangem os projectos de estruturas mais usuais e comuns, tais como edifícios e pontes, e aos materiais mais utilizados, tais como o aço e o betão, dos quais assinalamos os mais importantes:

1. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
2. Regulamento de Estrutura de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP); e
3. Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE).

Os Eurocódigos vêm, num certo sentido, suprimir a omissão na vigente regulamentação nacional, onde de facto existia algum vazio para os devidos efeitos nomeadamente nas áreas da geotecnia, estruturas de madeira, alumínio e alvenaria, assim como em termos de acção do fogo. Quando se consideram projectos de estruturas betão armado e pré-esforçado, pela qualidade intrínseca dos actuais regulamentos e dada a ausência de corte radical com as práticas correntes, até pela já referida filosofia de cálculo baseada nos estados limites, a introdução dos Eurocódigos é analisada sobretudo numa óptica complementar e de actualização.

Estabelecendo a comparação entre os Eurocódigos e a regulamentação nacional actual (Tabela 2.1), verifica-se que os Eurocódigos “0”, 1 e 8 abrangem e actualizam o RSA, o Eurocódigo 2 o REBAP e o Eurocódigo 3 o REAE.

TABELA 2.1: CORRESPONDÊNCIA DOS EUROCÓDIGOS COM A REGULAMENTAÇÃO NACIONAL EXISTENTE.

Eurocódigos	Regulamentos Nacionais
Eurocódigo 1	RSA
Eurocódigo 2	REBAP
Eurocódigo 3	REAE
Eurocódigo 4	-
Eurocódigo 5	-
Eurocódigo 6	-
Eurocódigo 7	-
Eurocódigo 8	RSA
Eurocódigo 9	-

Assim, é correcto afirmar-se, que a implementação dos Eurocódigos vem trazer a todas as entidades implicadas nesta área específica, métodos de cálculo mais actualizados e abrangentes na medida em que permitem a adopção de soluções mais económicas e energeticamente eficientes e com maior diversidade na utilização de materiais, pelo menos de uma forma regulamentar. Na realidade, pese embora os Eurocódigos estejam amplamente virados para a segurança estrutural, com responsabilidades directas na segurança das construções e pessoas, é indissociável a ligação a um vasto conjunto de normas europeias, que pretendem a uniformização de produtos e procedimentos, cujo

objectivo primordial se prende com um desenvolvimento sustentável baseado também numa protecção ambiental bem definida.

De referir por fim, que em Portugal, a implementação dos Eurocódigos está a cargo do Instituto Português da Qualidade (IPQ) e da Comissão Técnica CT 115. O IPQ tem como responsabilidade a publicação dos Eurocódigos como Normas Portuguesas (NP), enquanto a CT115 está encarregue da transposição dos Eurocódigos para o quadro regulamentar nacional. A CT 115, designada “Eurocódigos estruturais”, é uma comissão do Organismo de Normalização Sectorial (ONS), que desde 1991 é o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). A CT 115 criou dez grupos de trabalho, um para cada Eurocódigo respectivamente, cujo principal objectivo incide na preparação das Normas Portuguesas, que transpõem os Eurocódigos para a legislação nacional, e também dos respectivos Anexos Nacionais, que definem os parâmetros de aplicação nacional.

2.2.2 Os Eurocódigos e as estruturas em forma de torre

No dimensionamento específico das estruturas em forma de torre, nomeadamente a monopolo metálica para telecomunicações, é necessário ainda ter em conta os regulamentos nacionais ainda em vigor, nomeadamente o RSA, embora desde meados de 2010 a maioria dos Eurocódigos e respectivos anexos nacionais já estejam editados em português, permitindo assim a disponibilização de maior informação específica para esse tipo de estruturas.

Tendo em conta os anos já decorridos desde a sua publicação, o RSA, permitiu ainda assim uma definição rigorosa das acções e sua interacção com as respectivas estruturas. O vento, é a acção fundamental e preponderante no dimensionamento deste tipo de estruturas, o que independentemente da panóplia de diferentes tipos de perfis e geometrias utilizadas nestas estruturas, o RSA praticamente disponibiliza indicações para todas elas, dado possuir um número vasto de casos típicos de secções.

É a parte 1-4 do Eurocódigo 1, que trata da quantificação da acção do vento em estruturas. Tal como já referido anteriormente, e também como para a maioria dos restantes Eurocódigos, este disponibiliza informação complementar que por vezes ultrapassa o domínio da estrita aplicação dos regulamentos. Acrescentando ao facto de também apresentar metodologias de cálculo para a quantificação do vento em outras estruturas, tais como estruturas de suporte de bandeiras, e outros efeitos de interacção do vento com a estrutura, como os casos de instabilidade aerodinâmica e de vibração transversal à direcção do vento, e até pela sua recente publicação (incluindo o importante e imprescindível anexo nacional) leva a que muitos projectistas ainda adaptem nesta fase, o RSA para o cálculo da acção do vento, porque ainda se encontram ambas em vigor.

Para o cálculo estrutural de estruturas metálicas, o Eurocódigo 3, formado por 20 partes, veio trazer uma evolução e uma capacidade de resposta muito apreciável face ao REAE.

De facto, embora a última revisão ao REAE já apresente alguma melhoria assinalável quando comparado com o seu antecessor, mesmo assim ficaram alguns pontos omissos, ou que remetiam pura e simplesmente para bibliografia estrangeira nomeadamente regulamentos e trabalhos científicos de nível reconhecido. Constitui exemplo do aspecto atrás referido o parágrafo 3 do art.º 42.º do REAE o qual se refere à verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura por varejamento e que refere que “a determinação do valor de cálculo das tensões actuantes, no caso de barras sujeitas simultaneamente a compressão e flexão (...) deve ser feita com base em regulamentação estrangeira que trate pormenorizadamente o assunto ou em trabalhos científicos de nível reconhecido”.

Por esta e outras razões, como pelo tipo de estruturas metálicas que abrange, ou pelas metodologias de cálculo já descritas, confirma-se assim, a mais-valia resultante da implementação do Eurocódigo 3, que embora seja de publicação recente pelo IPQ (incluindo o anexo nacional), já há algum tempo que é utilizada por inúmeros projectistas em detrimento do REAE.

2.3 Condicionamentos

O tipo de torres utilizadas no âmbito das telecomunicações, depende de condicionantes de diversas origens. Pois se estruturalmente, os cadernos de encargos dos operadores de telecomunicações estabelecem critérios uniformes independentemente do tipo de estrutura a optar, por outro lado incluem especificações que podem determinar a opção por uma ou outra forma de estrutura de torre, embora esse leque de opções esteja descrito ao longo deste capítulo.

2.3.1 Objectivos de rádio

A par das restrições orçamentais, a condicionante principal para a tomada de decisão sobre o tipo de estrutura a optar, têm a ver com a sua altura. Esta altura é definida tendo em conta os seus objectivos, nomeadamente efectuar uma eficaz cobertura rádio. É a base da tomada de decisão.

2.3.2 Topografia ou morfologia do terreno

A topografia do terreno condiciona fortemente a opção pelo tipo de estrutura. A solução está também influenciada pelo tipo de fundação necessária, que pode ser uma fundação mais ou menos robusta devido ao facto da necessidade de por vezes vencer alturas assinaláveis (≥ 50 m).

2.3.3 Restrições ou imposições de ordem pública

São restrições por vezes difíceis de ultrapassar em meios urbanos, dado que, ou por questões da existência de regulamentos municipais que já abrangem este tipo de estruturas e seus objectivos específicos, seja na aplicação de regulamentação nacional

pelo órgão competente (ANACOM), que por exemplo, exigem afastamentos mínimos destas estruturas a hospitais, escolas, etc, obrigam a que por vezes se tenha que optar por soluções estruturais mais complexas e onerosas.

2.3.4 Restrições ou imposições de ordem particular

São restrições ou imposições que por vezes são similares às encontradas nas autarquias, mas que por vezes possuem o facto de lhes acrescentar as limitações impostas pelo cunho pessoal (cor de pintura, tipo estrutura preferida, etc) dos proprietários, ou pelas circunstâncias a que pertencem ou estão inseridas as propriedades em causa. Estão nesta situação específica, por exemplo, os proprietários de unidades hoteleiras, que salvo raríssimas excepções impõem a instalação de torres tipo árvore, o que nos remete para outras dificuldades e assim para a restrição seguinte, a orçamental.

2.3.5 Restrições ou imposições orçamentais

É uma restrição, que obviamente pela conjuntura actual a nível mundial, e também pelo limite territorial a que estamos sujeitos e que levou ao abrandamento da expansão das estações de telecomunicações, ganhou preponderância no decorrer dos últimos anos. É uma restrição incontornável quando sucede, obrigando por vezes às anulações dos próprios projectos, embora resulte na maioria dos casos de uma ou várias restrições anteriormente discriminadas. Para exemplificar a dificuldade inerente a esta restrição, dir-se-á que a diferença entre a instalação de uma torre tubular normal de 30 m e a sua congénere no formato torre tipo árvore, obrigará a um incremento de quase 100% nos custos, quando se opta por esta última.

2.4 Torres mais comuns em Telecomunicações

Em relação aos tipos de torres mais usuais utilizadas no âmbito das telecomunicações, ainda que como observámos, fortemente condicionadas pelos factores atrás enunciados, são:

1. Torres monopolo autosuportadas;
2. Torres treliçadas
3. Torres monoplo tipo “árvore”
4. Torres tipo poste de betão

2.4.1 Torres monopolo autosuportadas

É a forma de torre mais comum, e é geralmente constituída por troços tubulares (Ilustração 2.1) ou por troços em forma de tronco de pirâmide de secção poligonal (Ilustração 2.2), os quais poderão também variar 6, 8, 12, 16 ou 24 faces.



ILUSTRAÇÃO 2.1: TORRE COM TROÇOS TUBULARES



ILUSTRAÇÃO 2.2: TORRE COM TROÇOS EM FORMA DE TRONCO PIRÂMIDE

Este tipo de torres para além da já observada forma de concepção, ou seja, constituídas por troços tubulares e outras por troços em forma de tronco de pirâmide, apresentam ainda uma diversidade nas suas características.

O tratamento anticorrosivo, que pode variar entre a galvanização e a metalização, sendo este o método mais utilizado.

O tipo de fundação, pode variar entre pegão e sapata, sendo mais corrente a utilização de fundações superficiais.

O tipo de aço da estrutura da torre, pode variar entre o aço da classe S235 e o aço da classe S275. Normalmente, a classe S275 está mais associada aos fabricantes das torres com troço em forma de tronco piramidal, enquanto a classe S235, está mais associada às torres monopolo com troços tubulares.

O tipo de aço constituinte dos chumbadouros, que pode variar entre o S235 e o S355. Maioritariamente é utilizado o S235, sendo escassa a utilização das restantes classes de aço S275 e S355.

O tipo de ligação entre os diferentes troços das torres, pode ser por encaixe (Ilustração 2.3) ou por ligação aparafusada (Ilustração 2.4). Em maioria são realizados em forma de encaixe, formalizados pela sobreposição de um determinado comprimento. A ligação do último troço à fundação é assegurada por meio de uma chapa aparafusada em chumbadouros encastrados numa fundação.



ILUSTRAÇÃO 2.3: TORRE COM LIGAÇÃO ENTRE TROÇOS POR MEIO DE ENCAIXE.



ILUSTRAÇÃO 2.4: TORRE COM LIGAÇÃO APARAFUSADA ENTRE TROÇOS.

As torres monopolo, pela sua rapidez de fabrico, transporte para os locais de instalação, assim como na sua montagem, revelam uma enorme versatilidade. Estas torres também podem ser instaladas com facilidade para alturas entre os 15m e os 50m, nos mais variados cenários, embora sejam mais utilizadas na faixa entre 20m e 30m. Foram e são torres com elevado sucesso entre os operadores de telecomunicações. As suas maiores desvantagens residem acima de tudo, no custo do seu fabrico, e na necessidade de recorrer a gruas para a sua montagem o que tem originado uma menor procura deste tipo de torres.

2.4.2 Torres treliçadas

É também uma das formas mais comuns de torre no âmbito de telecomunicações, sendo mesmo a solução estrutural mais utilizada por um dos operadores de Portugal. São torres que para além de existirem sobre duas formas de modelo estrutural, treliçadas espiadas e treliçadas autosuportadas, à semelhança das monopolo, possuem outras características na sua constituição que podem variar de acordo com o projectista e/ou fabricante.

O tipo de modelo estrutural, pode ser em treliça autosuportada ou treliça espiada. As torres treliçadas autosuportadas possuem as vantagens das monopolo, incluindo a faixa entre 15m e 50m em que é rentável a sua instalação num binómio técnico-económico, acrescentado o facto de permitirem ainda a sua montagem de forma manual o que obviamente aumenta a sua versatilidade, principalmente em locais remotos, em que os apoios de meios mecânicos são escassos, ou mesmo locais de difícil acesso. Constitui também uma vantagem a possibilidade de utilização deste tipo de estrutura em meios urbanos, nomeadamente topos de edifício até alturas de 15m, dado a sua constituição mais aligeirada. Como desvantagem, embora de escassa importância quando comparadas com outras, será o maior impacto visual que uma estrutura deste género apresenta.

Em relação às torres treliçadas espiadas, são estruturas que por possuírem uma estrutura de certa forma mais aligeirada, permitem uma mais vasta utilização tanto em meio rural com ligação ao terreno através de uma fundação para a base da torre e maciços de ancoragem para fixação das espias, assim como em meios urbanos, em que geralmente se procura fixar a base da torre a um elemento estrutural dos edifícios (por norma um pilar) tal como para as ancoragens necessárias à fixação das espias. São torres que possuem como vantagem natural, para além de também poderem dispensar a utilização de grua, embora obviamente com limitações de ordem técnica, segurança e económica, consiste na sua capacidade em poderem atingir enormes alturas ($\geq 80\text{m}$) sem que necessite de uma estrutura demasiado “pesada” e numa relação custo-benefício serem de facto as mais económicas até alturas de cerca dos 40 m. Como grande desvantagem, poderá considerar-se a necessidade de uma área considerável para a implantação da sua estrutura, que aumentará exponencialmente à medida que as exigências de altura para a mesma também aumentem. As espias que compõem a estrutura, e são o elemento essencial para que a mesma verifique a segurança, geralmente dispõem-se em 1 ou mais níveis de espiamento (dependendo do projectista e altura a que se propõe a torre) e em 120° entre as mesmas no plano horizontal. O material que as constitui, usualmente é composto por aço, fibra ou ambas.



A) ESPIADA APOIADA NO SOLO



B) AUTO-SUPORTADA



C) AUTO-SUPORTADA EM EDIFÍCIO

ILUSTRAÇÃO 2.5: TORRE TRELICADA.

As torres podem variar tanto na constituição da sua base como no seu próprio desenvolvimento em altura. Pode-se afirmar que maioritariamente, as torres possuem uma estrutura geometricamente prismática (Ilustração 2.6), cujos montantes se mantêm constantes em altura. Uma minoria apresenta uma geometria piramidal (Ilustração 2.7), onde o afastamento entre montantes diminui entre si em altura, quer de forma gradual, quer de forma mais acentuada, através da utilização de troços de redução de reduzida dimensão. Quanto às bases, neste caso é mais usual a utilização de uma base triangular, sendo escassa a utilização numa geometria de base quadrangular.



**ILUSTRAÇÃO 2.6: TORRE TRELICADA
AUTOSUPORTADA COM GEOMETRIA PRISMÁTICA**



**ILUSTRAÇÃO 2.7: TORRE TRELICADA
AUTOSUPORTADA COM GEOMETRIA PIRAMIDAL**

Por opção dos projectistas, ou mesmo devido a restrições de variada ordem, conforme descrito atrás, as formas que constituem este tipo de torres apenas se distribuem entre triangulares (Ilustração 2.8) e quadrangulares (Ilustração 2.9), embora com ligeira vantagem na utilização das primeiras. A maior utilização das torres em forma quadrangular, talvez se deva a uma maior utilização dos montantes em cantoneira que implicam a adopção dessa forma.



ILUSTRAÇÃO 2.8: TORRE TRELIÇADA TRIANGULAR

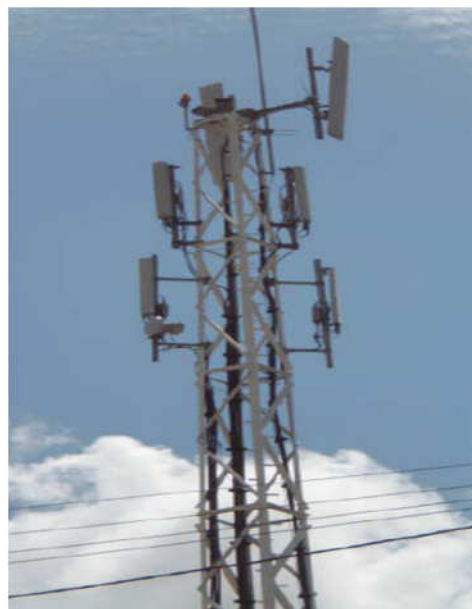


ILUSTRAÇÃO 2.9: TORRE TRELIÇADA QUADRANGULAR

Na constituição dos montantes a maior percentagem de utilização, esmagadora mesmo, tem sido de perfis tubulares, sendo assim utilizado o perfil em cantoneira (Ilustração 2.10) numa pequena percentagem. Quanto às travessas, a sua constituição já é inversa quando comparada com os montantes, dado ser precisamente o perfil em cantoneira o mais utilizado em detrimento do perfil em tubo (Ilustração 2.11). Por último, refere-se que na formação de contraventamento é usual utilizar tanto cantoneira, como tubos ou mesmo varões.



ILUSTRAÇÃO 2.10: TORRE TRELIÇADA COM MONTANTES, CONTRAVENTAMENTOS E TRAVESSAS EM CANTONEIRA.



ILUSTRAÇÃO 2.11: TORRE TRELIÇADA COM MONTANTES, CONTRAVENTAMENTOS E TRAVESSAS EM TUBO.

Tal como para as monoplo, o tratamento anti-corrosivo pode variar entre a metalização e a galvanização, sendo neste caso de torre específico, a galvanização o método preferido.

O aço S235 é a classe de aço mais utilizada em montantes e travessas. Em menor escala, está a utilização do aço classe S355 nos montantes e de S275 nas travessas.

2.4.3 Torres tipo árvore

Como já referido, uma das restrições que poderá “decidir” que modelo de torre instalar num determinado projecto, serão as impostas pelos proprietários particulares. Destes, os proprietários e propriedades que envolvam unidades hoteleiras, e embora também surjam entidades públicas a exigi-lo também, nomeadamente em espaços de sua jurisdição de carácter predominantemente turístico, apenas permitem a instalação de soluções estruturais dissimuladas, que assim diminuam drasticamente o impacto visual.

É neste campo de acção, que entram as torres tipo árvore (Ilustração 2.12), que não passam de uma torre monopolo dissimulada em que os troços são ligados ente si pelo método de encaixe. Como geralmente o tipo de cobertura rádio que os projectos deste calibre necessitam, incide essencialmente sobre as unidades hoteleiras em questão ou locais públicos de interesse turístico, as estruturas em forma de torre árvore não ultrapassam os 30mt, sendo mesmo mais comuns entre os 20m e os 30m. Também neste tipo de estruturas existem algumas diferenças na sua constituição, que é importante salientar.

Dado os objectivos a que a mesma se propõe, ou seja, colocar cobertura rádio móvel em unidades hoteleiras, zonas de lazer, balneares, etc. de interesse turístico também

público, em geral a referida camuflagem apenas varia entre forma de pinheiro e palmeira, podendo ainda conseguir-se outras conforme solicitação.



A) EM FORMA DE PALMEIRA. B) EM FORMA DE PINHEIRO COM 20M. C) EM FORMA DE PINHEIRO COM 30M

ILUSTRAÇÃO 2.12: TORRE ÁRVORE

Ainda que por vezes o aspecto visual deste tipo de estruturas apresente a cor e textura para o qual se pretende a sua dissimulação, as mesmas necessitam sempre de um tratamento anticorrosivo, sendo neste caso específico, a galvanização o método mais utilizado.

Como já referido, este tipo de estrutura, a torre árvore, não passa de uma estrutura monopolo com camuflagem ou dissimulação. Nesse sentido, por permitir o encaixe da dissimulação da melhor forma possível, recorre-se a troncos constituídos em forma de pirâmide de secção poligonal, em que maioritariamente o número de faces adoptada para tal, é 24, sendo menos utilizadas 16 e 18 faces.

Dada a maior resistência ao vento deste tipo de estrutura, devido à maior área de exposição que a camuflagem ou dissimulação impõe, é o aço S355 mais utilizado com aço estrutural, sendo quase residual a utilização do aço da classe S275. Para a constituição dos pernos dos chumbadouros, a utilização é em tudo semelhante à verificada para a estrutura da torre. De notar, que globalmente existe uma assinalável diferença nas opções pelas classes de aço, quando comparadas as torres monopolo sem dissimulação com as mesmas dissimuladas, o que se justifica em grande parte pela razão atrás apontada.

2.4.4 Torres em Betão ou poste de betão pré-esforçado

No início da expansão da rede móvel, principalmente através de um fabricante reconhecido no fabrico de estruturas em betão, foram instaladas diversas torres com a

estrutura em betão pré-esforçado (Ilustração 2.13). No entanto, com o surgimento no mercado da concorrência das torres metálicas, mais versáteis, em contraponto com as de betão pré-esforçado, possuidoras de peso próprio demasiado elevado (torres entre 20m e 40m), a sua incapacidade em subdividir-se em troços que permitiam o seu transporte para os locais de instalação de uma forma mais acessível, assim como uma montagem mais facilitada, e a exigência de uma manutenção mais dispendiosa, levou rapidamente à anulação da sua produção para este objectivo.

Actualmente, para projectos que exijam alturas de torres principalmente até 15m, e em que as restrições orçamentais também ditam regras, dado que para essas alturas as desvantagens para este tipo de estrutura anulam-se, está-se a optar com alguma regularidade por postes de betão pré-esforçado similares aos que se encontram no suporte das linhas eléctricas e rede fixa de comunicações.

São de facto soluções muito económicas e rápida execução, mas que servem essencialmente para efectuar necessidades de rádio específicas e de pouca envolvimento na sua cobertura. De referir ainda, que são soluções estruturais basicamente suportadas na disponibilidade destas torres especificamente pré-fabricadas para outros fins, e que por isso mesmo, possuem enormes limitações na colocação de equipamentos de telecomunicações com área de exposição à acção do vento assinalável.



ILUSTRAÇÃO 2.13: TORRE TIPO POSTE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

2.5 Considerações finais

Neste capítulo, foram apresentados regulamentos nacionais que ainda são utilizados nas análises estruturais das torres utilizadas no âmbito das telecomunicações.

A implementação dos Eurocódigos, as suas vantagens e a ligação aos actuais regulamentos, foram temas também abordados neste capítulo. A recente publicação de alguns destes Eurocódigos juntamente com os seus anexos nacionais, nomeadamente os que influem directamente no cálculo e análise deste tipo de estruturas, para além de uma maior riqueza e rigor da informação disponibilizada para os projectistas e todos os intervenientes neste meio, também vieram trazer maior responsabilidade na adequação das respostas à questão do desenvolvimento sustentável e de qualidade ambiental.

Por fim, foram referidas as soluções estruturais das torres que mais correntemente se utilizaram ao longo da última década e meia no território nacional. Por fim, refere-se para além das diversas condicionantes já escalpelizadas, que podem influir na escolha da solução estrutural, que, tal como na generalidade das áreas de negócio, também esta, a de telecomunicações, foi afectada pela crise económica global. Nesse sentido, nos últimos anos, temos vindo a assistir à restrição orçamental como principal condicionante nas instalações de determinadas torres, procurando-se cada vez mais compatibilizar a questão de segurança e ambiental com a questão económica, deixando assim em segundo plano as questões estéticas.

Capítulo 3

Inspeções numa torre de telecomunicações

3.1 Considerações iniciais

Os acidentes ou incidentes, que ao longo destes últimos 15 anos, resultaram em colapso estrutural das estruturas em forma de torre foram escassos. Pese embora os incidentes mais recentes, que serão descritos ao longo deste capítulo, é de salientar que em geral os incidentes com torres ligados á ocorrência de fenómenos atmosféricos raros, não têm conduzido a situações de colapso graças a uma manutenção preventiva eficiente.

Na realidade, com o aumentar da sensibilização e das exigências quanto às questões da qualidade, ambientais e de segurança, o papel, tanto de uma fiscalização rigorosa e no cumprimento dos regulamentos existentes na fase de projecto e construção, assim como na fase de inspecção ao abrigo da manutenção futura, é essencial para o sucesso e longa vida das estruturas.

Neste capítulo, faremos uma descrição das actividades inerentes às inspeções técnicas deste tipo de estruturas, cujo objectivo é assegurar as condições de segurança e salubridade para enfrentar o tempo de vida útil, de uma forma funcional para o fim a que se destina. As inspeções às torres de telecomunicações são baseadas em observação visual de patologias e também em ensaios não destrutivos. Os principais objectivos das inspeções visuais, para além de outros, são a verificação do estado da pintura e a observação e identificação de pontos de corrosão. Os ensaios não destrutivos, são essencialmente, a realização de ultra-sons, que visam a medição das espessuras das secções da torre, e a magnetoscopia ou ensaio por líquidos penetrantes, cujo objectivo é a verificação de existência de fissuras na estrutura da torre.

Neste capítulo, vão ser descritas as actividades inerentes às inspeções correntemente efectuadas à generalidade das estruturas em torre. Para além das inspeções correntes, quando ocorre um incidente ou acidente, é usual efectuar um documento com levantamento do estado da estrutura, determinação das causas, e se houver justificação, elaborar cálculos estruturais para verificação da segurança ou do comportamento durante a ocorrência do fenómeno anormal. Este tipo de inspecção devido à sua diversidade, porque depende do tipo de colapso, vai ser descrito com a apresentação de um caso real.

3.2 Inspeções Correntes em torres de telecomunicações

Todas as estruturas, independentemente da actividade ou meio onde estão inseridas, percorrem resumidamente 4 grandes fases ao longo da sua vida útil, o projecto, a construção, a exploração e a desinstalação ou demolição. É sobre a fase da exploração que a inspecção é fundamental para que a mesma seja executada da forma mais segura e económica possível.

Para que uma estrutura consiga desempenhar ao longo da sua vida útil os objectivos a que se propôs, a sua manutenção terá de ser assegurada de uma forma racional, planeada e com um modelo bem definido em todas as suas vertentes, nomeadamente na segurança, na qualidade e no ambiente.

Conforme já referido anteriormente, na actividade das telecomunicações em Portugal, sensivelmente entre 1994 e 2005, o objectivo preponderante para as operadoras da rede móvel, passou pela expansão ao longo do território nacional da forma mais rápida possível, que garantisse também a melhor cobertura rádio possível.

Neste momento, com esse objectivo praticamente concluído, os operadores, depararam-se com um outro problema emergente, o envelhecimento das estruturas já instaladas e a necessidade de as manter operacionais, num mínimo pelo período geralmente atribuído a este tipo de estruturas, ou seja 30 anos. É no cumprimento desse objectivo, que são formadas duas vias no âmbito da manutenção: a manutenção preventiva e a manutenção correctiva. A correctiva em geral resulta da primeira, a preventiva, que lhe dá as indicações precisas onde intervir, que para isso, se baseia fortemente no tipo de inspeções efectuadas às estruturas, tais como as que sinteticamente serão descritas.

As inspeções são planeadas e realizadas periodicamente e exigem um mínimo de 2 anos de garantia após a execução da correctiva. São importantes para aferir das condições estruturais das torres, e podem inclusive levar ao abate ou substituição das mesmas, de acordo com o reportado no respectivo relatório, efectuado por entidades reconhecidas para o efeito.

Assim, embora não sendo ponto essencial deste trabalho, apresentam-se resumidamente os parâmetros para inspecção estrutural das torres, cuja definição revela bem a preocupação por parte dos operadores de telecomunicações móveis em assegurar a vitalidade das mesmas.

3.2.1 Torres Metálicas (monopolo, treliçadas e treliçadas espiadas)

A inspecção de torres metálicas, monopolo e treliçadas deverá assentar nos seguintes parâmetros:

A) - Conformidade dos elementos metálicos estruturais

1) - Verificação da verticalidade da torre.

- 2) - Adequação dos troços constituintes da torre, face ao disposto em projecto.
- 3) - Adequação da espessura da chapa dos troços da torre, face ao disposto em projecto. Para a detecção da espessura da chapa, poderá ser utilizado o ensaio de ultra-sons (NP EN 10228 – 3).
- 4) - Torres treliçadas: Verificação da espessura das paredes dos elementos.
- 5) - Identificação do tipo de aço constituinte da torre.
- 6) - Detecção de empenos, deformações localizadas e fissuras nos troços tubulares.
- 7) - Detecção de deformação, oxidação, desgaste ou fissuras nas flanges de ligação aparafusada.
- 8) - Torres treliçadas: Encurvadura de diagonais ou travessas.
- 9) - Verificação da adequação do comprimento de entalhe, nas ligações por encaixe.

B) - Conformidade de ligações

- 1) - Momentos de aperto de parafusos de classe ISO 898.
- 2) - Detecção de oxidação nas ligações aparafusadas.
- 3) - Adequação dos elementos de ligação mecânica: parafusos, porcas e anilhas.
- 4) - Verificação do aperto dos parafusos da ligação por flange.
- 5) - Verificação do aperto dos pernos do chumbadouro.
- 6) - Torres treliçadas: Verificação de desapertos, desgaste anormal ou escorregamento entre peças. Se durante a inspecção visual for detectado o escorregamento, deverá ser efectuado um plano de reparação.
- 7) - Torres treliçadas: Verificação do aperto dos parafusos com chave dinamométrica por amostragem ao longo de toda a altura da torre (amostragem > 5%);
- (8) - Detecção de descontinuidades e fracturas de soldaduras. Poderão ser utilizados para a detecção de descontinuidades os ensaios de partículas magnéticas (NP EN 1290:2000), ou de líquidos penetrantes (NP EN 1289).
- 9) - Torres treliçadas Espiadas :Inspecção e verificação do sistema de espionamento.
- 10) - Torres treliçadas Espiadas : Verificação das patilhas de fixação das espias na torre. A inspecção visual deverá ser efectuada em 100% das patilhas de fixação das espias e deverão ser submetidas ao ensaio de magnetoscopia (por amostragem) para detecção de fendas e/ou descontinuidade na soldadura.
- 11) - Torres treliçadas Espiadas : Verificação dispositivo anti-torsor da torre.

12) - Torres treliçadas Espiadas :Verificação das ancoragens dos espiaamentos e levantamento das suas condições de instalação.

13) - Torres treliçadas Espiadas : Verificação e levantamento das características dos maciços de fundação da torre e das ancoragens dos espiaamentos.

14) - Torres Treliçadas Espiadas: Levantamento das características dos maciços enterrados e das dimensões dos varões da ancoragem. Consideram-se maciços enterrados todos aqueles que não estejam à superfície do terreno e cujo interface ancoragem/maciço não possa ser inspeccionado visualmente.

C) - Conformidade de revestimentos de protecção

1) - Conservação e homogeneidade da cor.

2) - Averiguação da aderência da película de tinta.

3) - Detecção de lascas e empolamento do revestimento de tinta.

4) - Medição das espessuras do revestimento.

3.2.2 Torres tipo árvore

A inspecção de torres árvore deverá assentar nos seguintes parâmetros.

A) - Conformidade dos elementos metálicos estruturais

1) - Verificação da verticalidade da torre.

2) - Adequação dos troços constituintes da torre, face ao disposto em projecto.

3) - Adequação da espessura da chapa dos troços da torre, face ao disposto em projecto. Para a detecção da espessura da chapa, poderá ser utilizado o ensaio de ultra-sons (NP EN 10228 – 3).

4) - A leitura das espessuras dos troços da torre deverá ser efectuada por amostragem e em vários pontos, com acesso a partir do interior da torre.

5) - Identificação do tipo de aço constituinte da torre.

6) - Detecção de empenas, deformações localizadas e fissuras nos troços tubulares.

7) - Verificação da adequação do comprimento de entalhe, nas ligações por encaixe.

B) - Conformidade de ligações

1) - Momentos de aperto de parafusos de classe ISO 898.

2) - Verificação do aperto dos pernos do chumbadouro.

3) - Detecção de descontinuidades e fracturas de soldaduras. Poderão ser utilizados para a detecção de descontinuidades os ensaios de partículas magnéticas (NP EN 1290:2000), ou de líquidos penetrantes (NP EN 1289).

C) - Conformidade de revestimentos de protecção

- 1) - Conservação e homogeneidade da cor.
- 2) - Medição das espessuras do revestimento anti corrosivo.
- 3) - Verificação do estado da casca de árvore – revestimento em poliuretano expandido com 10 mm de espessura.
- 4) - Verificação do estado da tinta: aderência e coloração.

3.2.3 Torres em betão

A) - Conformidade dos elementos metálicos estruturais

- 1) - Verificação da verticalidade.
- 2) - Detecção de vértices.
- 3) - Verificação da existência de variações geométricas e deformações localizadas no fuste.
- 4) - Verificação de betão delaminado, fendilhação grave, sinais de corrosão nas armaduras e armaduras à vista.
- 5) - Mapeamento da malha de armaduras com recurso a um pacómetro ou ferrosan.
- 6) - Medição da espessura do recobrimento das armaduras do fuste de betão, recorrendo ao ensaio de ultra-sons.
- 7) - Ensaio de esclerómetro, se aplicável, na determinação da classe de betão para verificação da conformidade com o disposto no projecto original da estrutura.
- 8) - Verificação de carbonatação do betão, em especial nas zonas com fendilhação grave e delaminação de betão.
- 9) Chumbadouro – Ligação monolítica à fundação na verificação da existência de variações geométricas e/ou deformações localizadas.
- 10) Chumbadouro – Ligação monolítica à fundação na verificação da existência de betão delaminado, fendilhação grave, sinais de corrosão nas armaduras e armaduras à vista;

Por fim é de referir, que para todas as torres, na realização de inspecções, é também exigido a apresentação de estudos de caracterização geotécnica aos terrenos onde tais

estruturas estão instaladas, assim como a inspeção rigorosa aos seus maciços de fundação.

3.3 Inspeção de uma torre após colapso

3.3.1 Considerações iniciais

No dia 22 de Dezembro de 2009, a zona oeste do País foi assolada por um fenómeno atmosférico pouco comum, que a imprensa associou a um tornado. Com essa designação, ou outra, na realidade, e segundo a comunidade científica que estudou o fenómeno, foram observadas rajadas de vento com velocidades superior ao normal, que para além de ter sido a causa do colapso de uma torre tubular em estudo (Ilustração 3.1), também as podemos associar à destruição de algumas torres de transporte de energia nessa mesma zona (Ilustração 3.2)



ILUSTRAÇÃO 3.1: BASE DA TORRE E FUSTE INTERIOR COM ROTURA DA CHAPA.



ILUSTRAÇÃO 3.2: ESTRUTURA DE TRANSPORTE DE ENERGIA COLAPSADA A POUÇA DISTÂNCIA DA ESTRUTURA EM ANÁLISE

Em seguida e da forma mais célere possível, foi realizado por uma entidade certificada e acreditada para o efeito, uma inspeção técnica de avaliação de condição e caracterização e avaliação de eventuais causas do colapso estrutural da torre tubular em estudo. É o resultado desse estudo específico que se passa a descrever.

3.3.2 Inspeção técnica da estrutura da torre

A estrutura objecto do presente estudo, é uma torre autosuportada de 29,60m de altura até à plataforma de antenas, e com tronco piramidal (Ilustração 3.4). Os troços que constituem a torre, com alturas desde a base com 8,20m, 10m e 11,4m respectivamente, são ligados entre si por encaixe (Ilustração 3.3), e são perfis metálicos cónicos de secção com 12 faces. As chapas quinadas que formam cada troço do fuste piramidal, são unidas com duas soldaduras longitudinais.

A torre é encastrada numa fundação em betão armado através de 12 chumbadouros (M30) com porca e contra porca fixo à flange da base da torre. A flange da base da torre é soldada ao fuste do troço inferior da mesma com cutelos de reforço com 12mm espessura (Ilustração 3.5), enquanto no topo do troço superior é soldada uma chapa circular de apoio a plataforma, também através de cutelos reforço.



ILUSTRAÇÃO 3.3: TORRE COLAPSADA

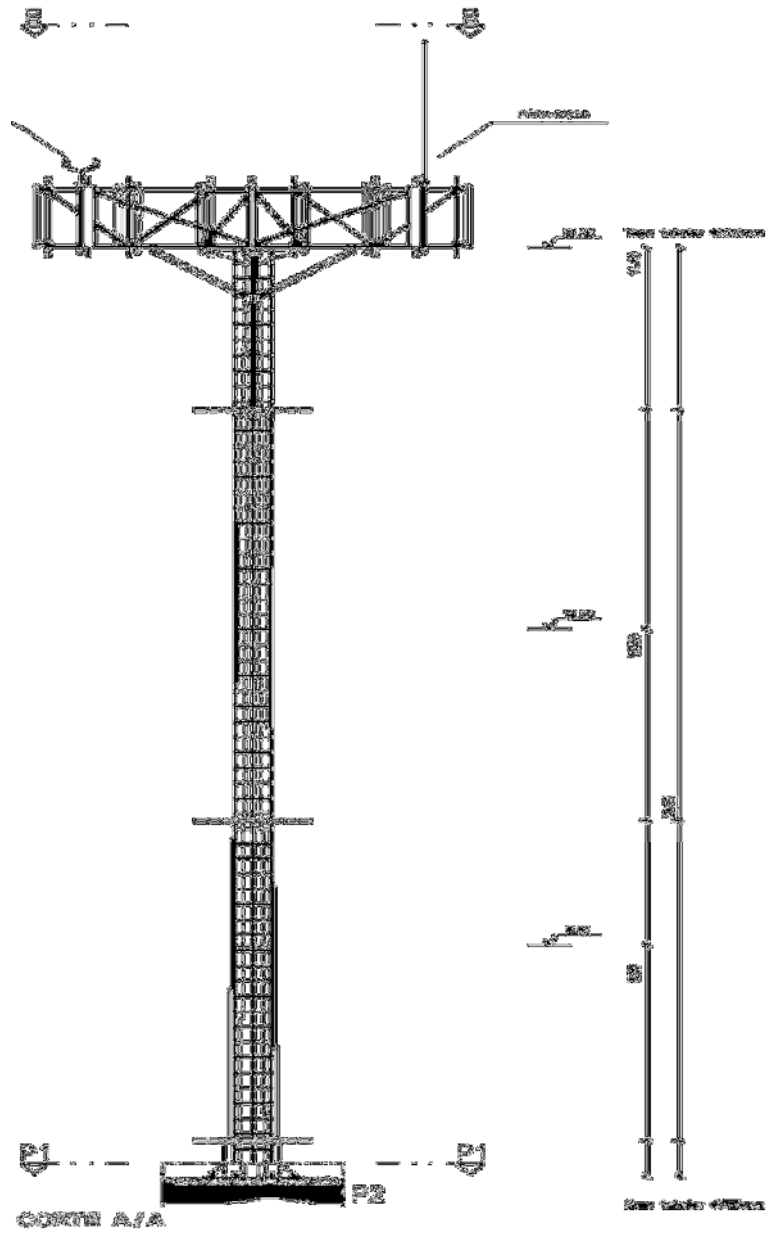
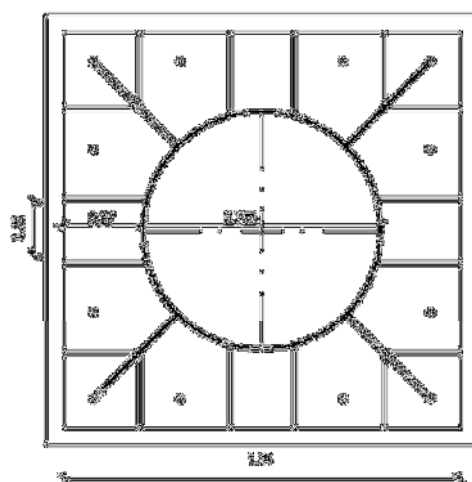
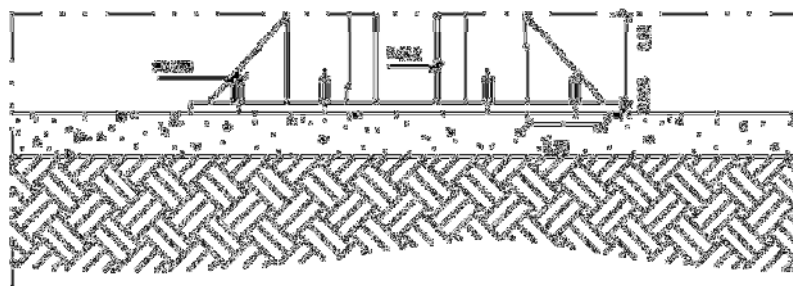


ILUSTRAÇÃO 3.4: ALÇADO DA TORRE COLAPSADA.



Corte P1



Corte P2

Formadores da Base: P1 e P2

ILUSTRAÇÃO 3.5: PORMENORES DA BASE DA TORRE COLAPSADA.

A inspecção técnica realizada dividiu-se em 3 partes: i) inspecção visual; ii) levantamento da geometria da secção; iii) análise estrutural.

3.3.2.1 Inspeção Visual

Estrutura Metálica

Embora a torre tivesse colapsado numa posição a 65° relativamente ao Norte magnético, dado a sua posição estar a impedir a normal circulação por uma via secundária, foi movida e recolocada numa posição com orientação de 0° (Ilustração 3.6)

É visível, que a causa provável do colapso estrutural e respectiva queda da torre, esteja associada à rotura da chapa do fuste do troço inferior (Ilustração 3.7), ligeiramente acima do nível superior dos cutelos de reforço da chapa da base. Pelo que foi dado a observar, a rotura ocorreu com um corte directo na zona oposta à orientação da queda da torre, indiciando uma rotura por tracção. Tais indícios são reforçados, quando se

observa que a torre tombada no terreno, caiu como um todo, não tendo havido desagregação dos troços entre si.



ILUSTRAÇÃO 3.6: ASPECTO DA TORRE TOMBADA.



ILUSTRAÇÃO 3.7: ASPECTO DA BASE DA TORRE E DA ROTURA PELA CHAPA DA TROÇO INFERIOR DO FUSTE.

Ligações soldadas

Foram observadas nas partes íntegras da estrutura, os cordões de soldadura (de canto) na ligação da flange de base a tubular de fuste e cutelos de reforço, assim como na ligação da chapa circular de apoio a plataforma no topo da torre, não tendo sido detectadas deficiências significativas.

Na zona acessível ao interior da torre, é visível a penetração total por parte de um dos cordões de soldadura longitudinais (Ilustração 3.8). Os cordões de soldadura topo a topo (Ilustração 3.9), das ligações soldadas de fecho longitudinal dos troços do fuste encontravam-se também em bom estado.



ILUSTRAÇÃO 3.8: CORDÃO DE SOLDADURA COM PENETRAÇÃO TOTAL NO INTERIOR DA TORRE.



ILUSTRAÇÃO 3.9: ASPECTO DO CORDÃO DE SOLDADURA PELO EXTERIOR DO FUSTE

Outras observações

Foram realizadas observações complementares, que poderiam fornecer outros dados pertinentes para as conclusões do estudo em causa. Entre essas observações, destacam-se as efectuadas ao solo envolvente à fundação da torre, que se revelaram sem sinais de ocorrências causadoras do colapso da torre (Ilustração 3.10). Não foram detectados assentamentos, assentamentos diferenciais, deslizamentos ou outros fenómenos.

Não foram detectadas fissuras, fendilhações ou desagregações na superfície visível da laje de pavimento ou fundação. Os pernos analisados (12 M30) mostraram-se em óptimas condições para o desempenho a que estavam propostos inicialmente, dado ter sido realizada a verificação da ligação dos mesmos à chapa da base da torre (também ela em excelente condição), sem que se tenha detectado o menor problema na sua solidez de ligação (Ilustração 3.11).

Na vizinhança da torre de telecomunicações, foram observadas várias torres de transporte de energia eléctrica totalmente destruídas, o que poderá reforçar a teoria da passagem de um fenómeno atmosférico bastante violento e destruidor.



ILUSTRAÇÃO 3.10: PORMENOR DE PLANO DE ROTURA DE CHAPA FUSTE JUNTO A BASE.



ILUSTRAÇÃO 3.11: ASPECTO GERAL DA BASE DA TORRE E LIGAÇÃO A FUNDAÇÃO.

3.3.2.2 Levantamento da geometria

Através da utilização da fita métrica, efectuaram-se medições aos diversos elementos constituintes da torre, relevantes para o seu estudo (Tabela 3.1).

TABELA 3.1: MEDIDAS EFECTUADAS À TORRE.

Característica medida	Medição efectuada
Altura da torre	29,60m
Troço 1	8,20m + zona de encaixe
ϕ exterior na base (medição. de perímetro)	785mm
Troço 2	10,00m + zona de encaixe
Troço 3	11,40m + zona de encaixe
ϕ exterior no topo (medição entre faces)	275mm

Para a obtenção da espessura do aço constituinte da parede do perfil tubular (Ilustração 3.12), foi utilizado um aparelho de medição por ultra-sons (Ilustração 3.13). Os valores apresentados nas tabelas 3.2 e 3.3, resultam, da média obtida para 5 medições. Foram também verificadas as espessuras de elementos de topo e da chapa da base.

TABELA 3.2: VALORES OBTIDOS PARA A ESPESSURA DA CHAPA DOS TROÇOS DA TORRE.

	Espessuras de parede de perfil metálico (mm)
Troço nº 1 (inferior)	5,22
Troço nº 2 (intermédio)	4,57
Troço nº 3 (superior)	4,54

TABELA 3.3: VALORES OBTIDOS PARA A ESPESSURA DOS ELEMENTOS DE TOPO E CHAPA DA BASE DA TORRE.

	Espessuras de parede de perfil metálico (mm)
Chapa de base da torre	25,31
Cutelos de reforço na base	12,61
Chapa de elemento circular de topo	12,34
Cutelos de reforço no topo	12,27



ILUSTRAÇÃO 3.12: MEDIÇÃO DA ESPESSURA DA CHAPA DO TROÇO 1 DA TORRE.



ILUSTRAÇÃO 3.13: MEDIÇÃO DA ESPESSURA DA CHAPA DO TROÇO 3 DA TORRE.

Para além das medições acima descritas, foram também verificados outros elementos constituintes da torre em estudo, tais como:

1. Escada de acesso ao topo, fixa ao fuste da torre por aparafusamento a perfis em "U" soldadas ao fuste da torre, com caminho de cabos de antenas de um dos lados.
2. Plataforma sobre chapas de apoio de topo com estrutura triangular e braços para suporte de antenas de painel, para raios e armadura de balização aérea.
3. 6 Antenas ref.^a Kathrein 730370 (dimensões 1290 x 255 x 105 mm).
4. 3 Antenas marca Powerwave ref.^a 7721.00 (dimensões 1309 x 167 x 89,5 mm)

A recolha de todos os elementos constituintes da torre, inerentes à sua estrutura ou não, é importante, porque permite aferir todas as variáveis pertinentes para a análise estrutural a efectuar.

3.3.2.3 Análise estrutural de torre

3.3.2.3.1 Introdução

Para aferir as condições de segurança da estrutura com base nas medições levadas a cabo no campo, efectuou-se uma análise estrutural à torre como trabalho complementar à inspecção. Este estudo vai permitir também determinar as causas que levaram ao seu colapso. Os dados para realizar a análise estrutural, para além dos recolhidos no campo, passaram também pela disponibilização do projecto original da torre.

Na avaliação das condições de segurança, foram consideradas as solicitações regulamentares preconizadas pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes (RSA) e os critérios de verificação estabelecidos no Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

3.3.2.3.2 Características da torre

Como já anteriormente referido, trata-se de uma torre monoplo tipo tronco piramidal. O seu fuste é formado por perfis metálicos tubulares cónicos com secção dodecagonal, e que se ligam entre si por encaixe. No seguimento da inspecção levada a cabo no campo e na sequência das medições efectuadas, a torre possui uma altura de 29.60m, secção com diâmetro variável entre 785mm na base e 275mm no topo, e espessuras que variam entre 5,22mm para o troço inferior e 4,54mm para o troço superior (Tabela 3.4).

TABELA 3.4: CARACTERÍSTICAS DOS TROÇOS DA TORRE.

Troço	Comprimento (m)	Espessura (mm)
1 (inferior)	8,20	5,22
2 (intermédio)	10,00	4,57
3 (superior)	11,40	4,54

Para efeitos de cálculo estrutural, foi contabilizado a escada de acesso ao topo da torre e um caminho de cabos coaxiais de um dos lados da mesma. Muito importante e senão mesmo decisivo para o referido cálculo, nomeadamente na interação com a acção do vento, foi a contabilização dos perfis que constituem a plataforma (Ilustração 3.14 e Ilustração 3.15) que fica instalada no topo de torre, e serve de suporte e fixação a uma panóplia de equipamentos, e que será constituída por:

- 6 cantoneiras metálicas L 90x6 (mm);
- 6 cantoneiras metálicas L 100x8 (mm);
- 6 cantoneiras metálicas L 80x6 (mm);
- 3 perfis metálicos de secção circular $\varnothing = 90\text{mm}$;
- 3 perfis metálicos de secção circular $\varnothing = 100\text{mm}$;
- 12 perfis metálicos de secção quadrangular com 40mm;

As antenas existentes, outro aspecto importante pelas dimensões que apresentam, possuem as seguintes características:

- 6 antenas da marca Kathrein com referência K730370, com dimensões 1290x255x105 (mm) ; peso de 6Kg;
- 3 antenas da marca Powerwave com referência 7721.00, com dimensões 1309x167x89.5 (mm) ; peso de 9.7Kg;

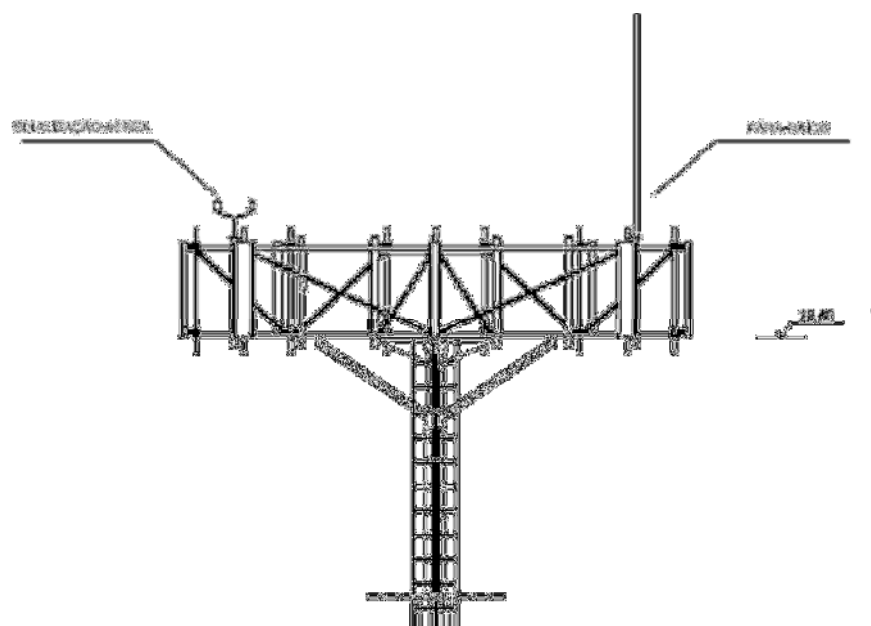


ILUSTRAÇÃO 3.14: PORMENOR DE ALÇADO LATERAL DA PLATAFORMA DA TORRE.

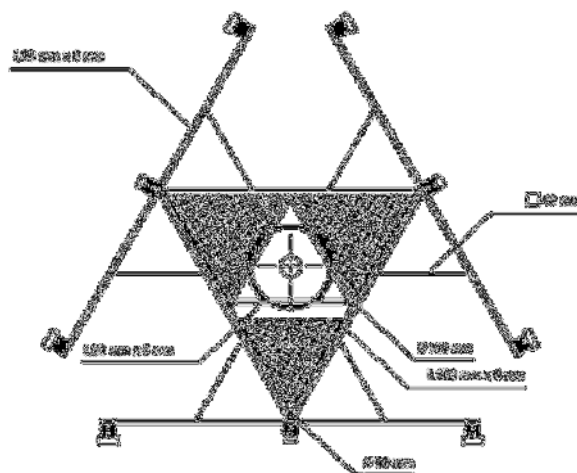


ILUSTRAÇÃO 3.15: PLANTA SUPERIOR DA PLATAFORMA PLATAFORMA DA TORRE.

3.3.2.3.3 Cálculo estrutural

As torres tubulares metálicas autosuportadas, são estruturas de uma enorme esbelteza e de pouca massa. Nesse sentido, foi efectuada uma análise para quantificar os esforços nas secções críticas da torre para as acções regulamentares.

Grandezas e propriedades:

As dimensões utilizadas no modelo, tiveram por base o levantamento efectuado, assim como as características e propriedades dos materiais, tiveram com base as propriedades indicadas no certificado de qualidade incluindo na documentação fornecida pelo proprietário da torre, a TMN:

1. Coluna: Aço ST-52.3
2. Tensão de cedência: $f_y = 355 \text{ Mpa}$
3. Tensão de rotura à tracção: $f_u = 510 \text{ Mpa}$
4. Peso volúmico (γ) = 77 kN/m^3

Acção do vento

As forças globais F , actuantes na direcção do vento numa faixa de altura h_1 , são determinadas pela expressão:

$$F = \delta_f \cdot h_1 \cdot d \cdot w$$

Coeficientes de força (δ_f) para construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática (ponto 3.5 do Anexo I do RSA, quadro I-XIII):

São definidos em função da esbelteza da construção, pelo regime do escoamento e pela rugosidade das superfícies. A esbelteza é definida pelo quociente entre a altura (h) e a dimensão (d), na direcção normal ao vento, da secção transversal, enquanto por outro lado temos o regime de escoamento caracterizado pelo parâmetro $d\sqrt{w}$.







Forma da secção		$d \sqrt{w}$ (*)	Esbelteza h/d					
			≤ 1	2	5	10	20	∞
→ 	circular superfície lisa	< 0,15	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
		≥ 0,15	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
→ 	circular superfície ruga	qualquer	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
→ 	dodecagonal	< 0,3	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
		≥ 0,3	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1
→ 	octogonal	qualquer	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4
→ 	quadrada	qualquer	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0
→ 	quadrada	qualquer	1,0	1,0	1,1	1,3	1,4	1,6

ILUSTRAÇÃO 3.16: COEFICIENTES DE FORÇA δ_f (QUADRO I-XIII DO RSA).

Valor característico da pressão dinâmica:

$$w = 0.613 \times v^2 \times 1.3 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Considerou-se que a torre se encontrava implantada na zona A (RSA - Artigo 20°).

Na contabilização da acção do vento com a altura acima do solo, considerou-se uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II (RSA - Artigo 21°)

Valor característico da velocidade do vento (Anexo I do RSA):

$$v = \left(25 \times \left(\frac{h}{10} \right)^{0.20} + 14 \right) \times \sqrt{1.3} \text{ (m/s)}$$

Resumo

Nas tabelas 3.5, 3.6 e 3.7, é apresentado um resumo de todos os parâmetros necessários ao cálculo de esforços e verificação de segurança da torre.

TABELA 3.5: PARÂMETROS GLOBAIS.

Parâmetros Globais	
Zona	A
Rugosidade aerodinâmica	2
Altura (m)	29,6
ϕ topo (mm)	275
ϕ base (mm)	785
Esbelteza (h/d)	38 > 20
$d.w^{1/2}$	0,78
Secção dodecagonal	12
Coefficiente de forma	1,1

TABELA 3.6: CARGAS HORIZONTAIS DE VENTO CONCENTRADO.

Cargas horizontais do vento concentrado				
Altura (m)	Área exp. (m ²)	Peso (Kg)	W (Kg/m ²)	Descrição Equipamento
29,60	1,67	778,5	214,6	Plataforma
29,60	2,6	65,1	214,6	Antenas

TABELA 3.7: PROPRIEDADES DE MATERIAIS CONSTITUINTES DA TORRE E FACTORES DE SEGURANÇA.

Propriedades de materiais constituintes da torre e factores de segurança	
Aço das chapas Ch4 e Ch5	ST-52.3
f_y (Mpa)	355
Peso Volúmico Aço (Kn/m ³)	77
Coefficiente de segurança para cargas permanentes	1,35
Coefficiente de segurança para acção do vento	1,50
Factor parcial de segurança (γ_{M1})	1,10
f_y/γ_{M1} (Mpa)	322,70
τ_{rd} (Mpa)	186,30

Combinações de acções

A segurança, em relação ao estado limite último de resistência, foi verificada para a seguinte combinação de acções:

Acção de base : vento

$$1,35 \times G1 + 1,5 \times W$$

Com G1= Cargas permanentes (peso próprio + restante carga permanente)

W= Acção do vento

Verificação da segurança

Recorrendo à tabela 3.8, conclui-se que a torre não verifica a segurança para a acção do vento regulamentar, nomeadamente junto à base ($\leq 2m$ de altura a contar do solo), onde a tensão de cedência do aço (322,70 Mpa) é inferior à tensão actuante de cálculo.

TABELA 3.8: ANÁLISE DA TORRE.

Altura (m)	Ø teórico (mm)	esp. chapa (mm)	Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	w (kN/m ²)	A (cm ²)	Av	Peso			F			Esforços Estáticos Majorados			Tensões			
								Plat e Anexas (kN)	Escadas e Cabos (kN/m)	vento regular (kN/m)	Escadas e Cabos (kN/m)	Plat e Anexas (kN)	Msd (kNm)	Nsd (kN)	Vsd (kN)	Corte [N/mm ²]	Membrana [N/mm ²]	Flexão [N/mm ²]	Memb+Flexão [N/mm ²]	$\sigma_{equivalente}$ [N/mm ²]
29,6	275	4	2852,7	207,5	2,1	32,6	20,71	7,6	0,22	0,636	0,10	2,1	0,0	10,3	3,1	1,50	3,17	0,00	3,17	-4,10
29	285	4	1605,0	111,9	2,1	33,8	21,50		0,22	0,650	0,10		2,1	10,7	3,8	1,76	3,16	18,49	21,65	21,66
28	303	4	3814,7	252,2	2,1	35,8	22,62		0,22	0,669	0,10		6,4	11,3	4,9	2,17	3,17	25,50	28,67	28,91
27	320	4	2258,9	141,1	2,1	37,9	24,14		0,22	0,721	0,10		12,0	12,0	6,1	2,56	3,17	84,85	88,02	88,13
26	337	4	5293,6	314,1	2,0	40,0	25,45		0,22	0,753	0,10		18,8	12,7	7,4	2,91	3,18	59,70	62,88	63,08
25	354	4	6158,4	347,7	2,0	42,0	26,77		0,22	0,783	0,10		26,8	13,4	8,7	3,25	3,20	77,11	80,31	80,51
24	371	4	7112,8	382,9	2,0	44,1	28,09		0,22	0,812	0,10		36,2	14,2	10,1	3,58	3,22	94,51	97,72	97,92
23	389	4	8160,5	419,9	2,0	46,2	29,41		0,22	0,839	0,10		46,9	14,9	11,4	3,89	3,24	111,79	115,02	115,22
22	406	4	9306,7	458,5	1,9	48,2	30,72		0,22	0,866	0,10		59,1	15,7	12,9	4,19	3,26	128,87	132,13	132,33
21	423	4	10556,5	498,9	1,9	50,3	32,04		0,22	0,892	0,10		72,7	16,5	14,3	4,48	3,29	145,72	149,01	149,21
20	440	4	11911,2	540,9	1,9	52,4	33,36		0,22	0,916	0,10		87,8	17,4	15,8	4,75	3,32	162,29	165,61	165,81
19	458	4	13378,4	584,7	1,9	54,4	34,67		0,22	0,939	0,10		104,4	18,2	17,4	5,01	3,35	178,56	181,91	182,11
18	475	4	14961,3	630,1	1,8	56,5	35,99		0,22	0,960	0,10		122,6	19,1	19,0	5,27	3,38	194,52	197,89	198,10
17	492	4	16664,5	677,3	1,8	58,6	37,31		0,22	0,980	0,10		142,3	20,0	20,6	5,51	3,41	210,15	213,56	213,77
16	509	4	18492,2	726,1	1,8	60,6	38,62		0,22	0,998	0,10		163,7	20,9	22,2	5,75	3,45	225,45	228,90	229,11
15	527	4	20448,9	776,7	1,8	62,7	39,94		0,22	1,014	0,10		186,7	21,8	23,9	5,97	3,48	240,42	243,90	244,12
14	544	4	22538,9	829,0	1,7	64,8	41,26		0,22	1,029	0,10		211,4	22,8	25,5	6,19	3,52	255,06	258,57	258,80
13	561	4	24768,8	882,9	1,7	66,8	42,57		0,22	1,041	0,10		237,8	23,8	27,2	6,40	3,56	269,36	272,91	273,14
12	578	4	27136,8	938,6	1,7	68,9	43,89		0,22	1,051	0,10		265,9	24,6	29,0	6,60	3,59	283,32	286,91	287,14
11	595	4	29653,4	996,0	1,6	71,0	45,21		0,22	1,058	0,10		295,7	25,8	30,7	6,79	3,63	296,94	300,58	300,81
10	613	4	32321,0	1055,0	1,6	73,0	46,53		0,22	1,064	0,10		327,3	26,8	32,4	6,97	3,67	310,23	313,91	314,14
9	630	4	35143,9	1115,8	1,6	75,1	47,84		0,22	1,069	0,10		360,6	27,9	34,2	7,15	3,71	323,19	326,91	327,14
8	647	5	47437,4	1466,0	1,6	96,3	61,35		0,22	1,123	0,10		395,7	29,1	36,0	5,87	3,02	269,93	272,95	273,14
7	664	5	51358,9	1546,0	1,6	98,9	63,00		0,22	1,153	0,10		432,7	30,4	37,9	6,01	3,08	279,85	282,92	283,12
6	682	5	55490,9	1628,2	1,6	101,5	64,65		0,22	1,183	0,10		471,5	31,8	39,8	6,15	3,13	289,57	292,70	292,89
5	699	5	59838,7	1712,5	1,6	104,1	66,29		0,22	1,213	0,10		512,2	33,1	41,7	6,29	3,18	299,11	302,29	302,49
4	716	5	64407,9	1798,9	1,6	106,7	67,94		0,22	1,243	0,10		554,9	34,5	43,7	6,43	3,24	308,49	311,72	311,92
3	733	5	69203,9	1887,4	1,6	109,2	69,58		0,22	1,273	0,10		599,7	35,9	45,7	6,57	3,29	317,71	321,00	321,20
2	751	5	74232,4	1978,1	1,6	111,8	71,23		0,22	1,303	0,10		646,3	37,4	47,8	6,71	3,34	326,80	330,15	330,35
1	768	5	79498,7	2070,9	1,6	114,4	72,88		0,22	1,333	0,10		695,3	38,8	50,0	6,85	3,39	335,77	339,16	339,37
0	785	5	85008,4	2165,8	1,6	117,0	74,52		0,22	1,363	0,10		746,4	40,3	52,1	6,99	3,45	344,62	348,07	348,28

3.3.2.4 Conclusões

Conforme foi referido ao longo deste ponto, defeitos de fabrico ou construção não parecem constituir causas para que a torre em estudo tenha atingido o colapso. Tal consideração, é baseada na inspecção visual que não detectou erros, imperfeições ou deficiências em qualquer dessas fases, o que é confirmado pela análise das soldaduras que parece terem sido executadas de uma forma regular, conferindo estabilidade apresentada na fundação e ligação sólida à chapa do fuste.

Pode-se afirmar que a ruína da estrutura, poderá ter sido devida à ocorrência de ventos muito fortes que assolaram a zona de implantação da torre. Estes ventos atingiram velocidades superiores ao regulamentar, conforme foi comprovado pelo facto de junto a esta estrutura terem ocorrido também colapsos de torres de transporte de energia eléctrica.

O tipo de rotura verificada, com o corte da chapa de fuste ocorrida num plano junto da base (zona mais frágil da torre), ou seja por rotura frágil, aliando a análise estrutural que revela nessa zona específica tensões actuantes de cálculo superiores às de cedência do aço na secção preconizada, e com a referida ocorrência de ventos com velocidades anormais, provocaram o exceder dos níveis de factor de segurança associados á resistência da espessura do troço inferior da torre.

Na realidade, a torre, por todos os factos apurados nesta inspecção, já revelava fragilidades, nomeadamente ao não respeitar as acções regulamentares, uma vez que não verificava a segurança para o vento preconizado no RSA. Assim, e por este facto, era expectável que a curto/médio, a torre pudesse sofrer danos estruturais caso não fosse reabilitada. A referida ocorrência de ventos com velocidades anormais, provocou mais rapidamente a degradação da estrutura devido também ao efeito de fadiga o que conduziu ao seu colapso.

Uma forma de resolver a maioria das patologias, que poderão resultar no colapso deste tipo de estruturas, passa pela realização de uma inspecção às mesmas de forma periódica e rigorosa no decorrer da sua vida útil. Neste caso de estudo, é por demais evidente, que uma inspecção rigorosa efectuada atempadamente, poderia resultar num reforço e reconfiguração estrutural, o que poderia melhorar significativamente o comportamento da estrutura para situações extremas como a que ocorreu.

3.4 Considerações Finais

Neste capítulo, foram abordados algumas metodologias para inspecções de torres de telecomunicações, inseridas numa perspectiva de manutenção e prevenção, e numa perspectiva de análise de acidentes, em que para além do levantamento do estado da estrutura e materiais, é fundamental determinar quais as causas do acidente.

Neste âmbito, descreveu-se um acidente ocorrido numa estrutura, suas causas e consequências. Este tipo de ocorrência serve de alerta para encarar a manutenção deste tipo específico de estruturas, uma actividade essencial, e também para a elaboração de um plano rigoroso de inspecção às mesmas, por forma a assegurar que durante a sua vida útil não ocorram problemas que possam colocar em perigo a sua estabilidade e operacionalidade.

Capítulo 4

Análise Estrutural de uma Torre Tubular

4.1 Introdução

Neste capítulo, apresenta-se a análise estrutural de uma torre tubular que foi instalada em substituição da torre descrita no capítulo anterior que colapsou.

Como enquadramento inicial são apresentadas as características da estrutura, a sua localização, os materiais utilizados, e os equipamentos de telecomunicações que deverá suportar (de acordo com as indicações da operadora), entre outras indicações pertinentes para o estudo.

Seguidamente, para além da descrição e quantificação das acções a considerar na verificação da segurança, indicam-se os regulamentos que serviram de base ao cálculo. São abordadas as combinações de acções para a obtenção dos esforços.

Com base nos esforços e deslocamentos obtidos, é efectuada a verificação da segurança, para os ELU e ELS através da comparação com os esforços resistentes e deslocamentos admissíveis.

4.2 Características da Torre

Devido ao colapso da torre de telecomunicações descrita anteriormente, foi necessário proceder à sua substituição. Assim foi desenvolvido um projecto de uma torre tubular autosuportada com cerca de 30 m de altura. Neste ponto são apresentadas as características e especificações que a torre de telecomunicações tem de respeitar.

4.2.1 Localização

A torre, incluída numa infra-estrutura de telecomunicações, e designada pelo operador como Abrigada Centro_99RB034, fica localizada na propriedade de Vale do Moinho, na localidade de Abrigada, concelho de Alenquer, sendo que as suas coordenadas de implantação WGS84 são $-9^{\circ}0'46,61''$; $39^{\circ}8'42,44''$. Especificações Rádio:

As características de rádio, ou seja, o objectivo de cobertura que a operadora estabelece para o local de implantação da torre, é que irão definir numa 1ª instância, a altura com

que a mesma deverá ficar. É factor importante para a quantificação da acção do vento sobre as antenas, conhecer as características das mesmas, como será descrito ao longo deste ponto. Na Tabela 4.1, apresentam-se as características rádio relevantes para este estudo, nomeadamente a identificação das antenas, a sua orientação relativamente ao Norte Magnético assim como altura de instalação.

TABELA 4.1: ESPECIFICAÇÕES RÁDIO PARA O LOCAL.

Sector	Antena	Orientação (NM)	Altura (m)
1	Allgon 7780.00	10	30
2	Allgon 7780.00	130	30

4.2.2 Características estruturais

A torre é do tipo tubular, constituída por quatro troços, perfazendo um total de 30 m, cujas ligações flangeadas entre os mesmos são efectuadas por aparafusamento (Ilustração 4.1). Na Tabela 4.2, apresentam-se as características de cada troço.

As ligações entre os troços tubulares são efectuadas por meio de flanges aparafusadas (Ilustração 4.2). São colocados cutelos de reforço entre parafusos consecutivos, perfazendo um total de 24 cutelos por flange.

Quanto à ligação do fuste inferior à fundação, a mesma é concretizada por meio de chumbadouro embutido no betão. O chumbadouro é constituído por 24 pernos roscados M36, dispostos radialmente num diâmetro de 974 mm. A chapa da base apresenta uma espessura de 25 mm. As características das ligações da torre são resumidas na Tabela 4.3

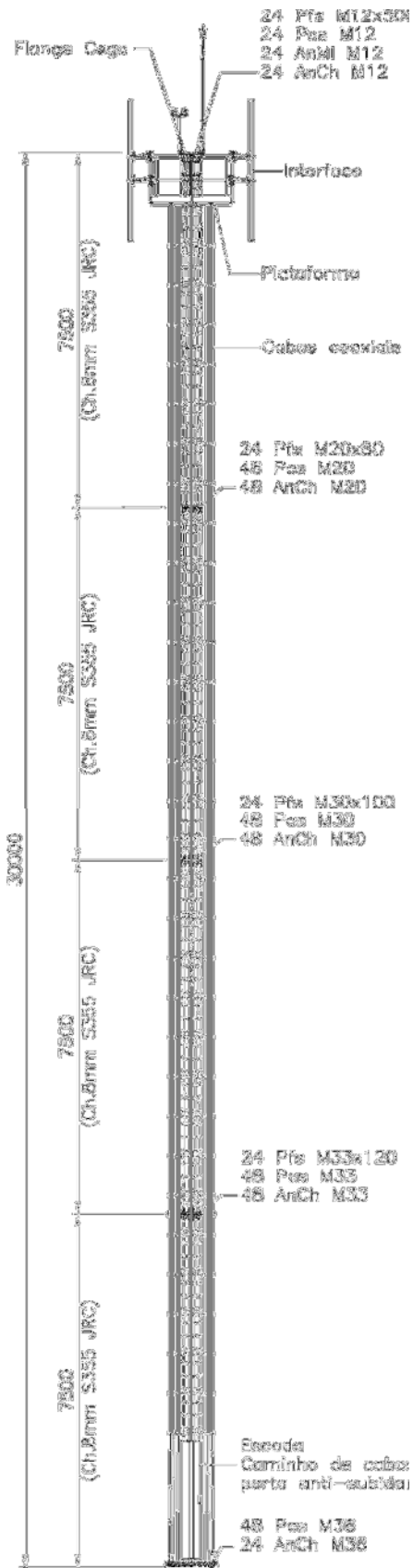


ILUSTRAÇÃO 4.1: ASPECTO GERAL DA TORRE INSTALADA

TABELA 4.2: CARACTERÍSTICAS DOS TROÇOS TUBULARES DA TORRE.

Troço	Diâmetro topo (mm)	Diâmetro base (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (m)
1	380	506	6,0	7,5
2	506	632	6,0	7,5
3	632	758	8,0	7,5
4	758	884	8,0	7,5

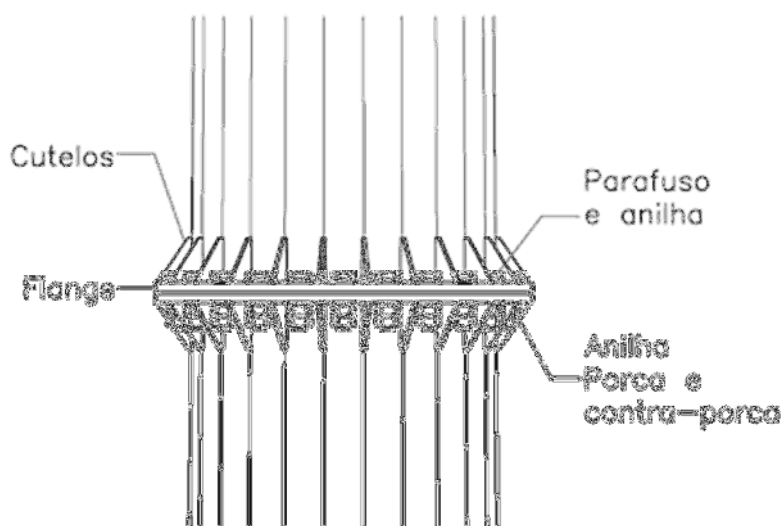


ILUSTRAÇÃO 4.2: PORMENOR DAS LIGAÇÕES ENTRE TROÇOS.

TABELA 4.3: CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DAS LIGAÇÕES.

Ligação	Troços em ligação	Ø da furação (mm)	n.º parafusos	Dimensão	Espessura da flange (mm)
1	Troço 1- Troço 2	576	24	M20	16
2	Troço 2- Troço 3	712	24	M30	20
3	Troço 3- Troço 4	848	24	M33	25
4	Troço4-chumbadouro	974	24	M36	25



ILUSTRAÇÃO 4.3: PORMENOR DA LIGAÇÃO DO TROÇO INFERIOR DO FUSTE À FUNDAÇÃO.

4.2.3 Acessórios e equipamentos

A torre tem que incorporar dispositivos que permitam aos técnicos o acesso ao seu topo (em segurança) para a instalação e futura manutenção das antenas e de outros equipamentos. Assim, no fuste da torre está instalada uma plataforma de trabalho à cota 29 m. Essa plataforma tem um diâmetro de 1,7m e uma zona inferior de acesso. O acesso é feito através de uma escada metálica equipada com caminho de cabos e calha de segurança (Ilustração 4.4).

As 3 antenas instaladas na torre (Ilustração 4.5), são designadas por antenas de painel, sendo as suas características descritas na Tabela 4.4.



ILUSTRAÇÃO 4.4: PORMENOR DE ESCADA DE ACESO A TOPO DE TORRES E CAMINHO DE CABOS COAXIAIS.

TABELA 4.4: CARACTERÍSTICAS DAS ANTENAS INSTALADAS NO TOPO DE TORRE.

ID	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Cota (m)	Azimute
a	1408	280	125	29,5	10
b	1408	280	125	29,5	130
c	1408	280	125	29,5	250

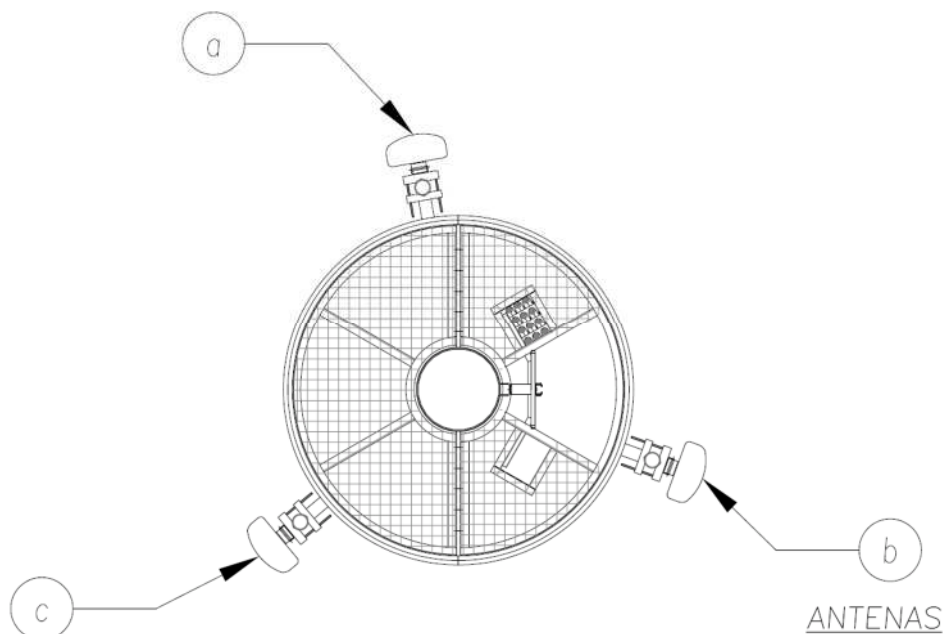


ILUSTRAÇÃO 4.5: IDENTIFICAÇÃO E POSICIONAMENTO DAS ANTENAS NA TORRE.

4.2.4 Materiais

O tipo dos materiais e as suas características mecânicas, para a torre, chumbadouro, acessórios tais como a plataforma, os interfaces, a escada e o caminho de cabos e os parafusos para ligações são os descritos na Tabela 4.5.

TABELA 4.5: CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DA TORRE E ACESSÓRIOS.

Designação	Designação do material	f_v (Mpa)	f_u (Mpa)
Troços da torre, flanges, cutelos e chumbadouro	S355	355	510
Parafusos	cl. 8.8	640	800
Plataforma, interfaces, escada e caminho de cabos	S235	235	360

4.2.5 Fundação

A fundação é do tipo pegão (Ilustração 4.6) e suas dimensões são de 2,20m x 2,20m x 3,30m, cuja dimensionamento foi em função da mesma se situar num terreno classificado como solo coerente duro, de acordo com a tabela 4.6 e 4.7. As tabelas 4.6 e 4.7 resultaram de uma adaptação á classificação do quadro nº 5.1 do Decreto Regulamentar nº 1/92, de 18 de Fevereiro.

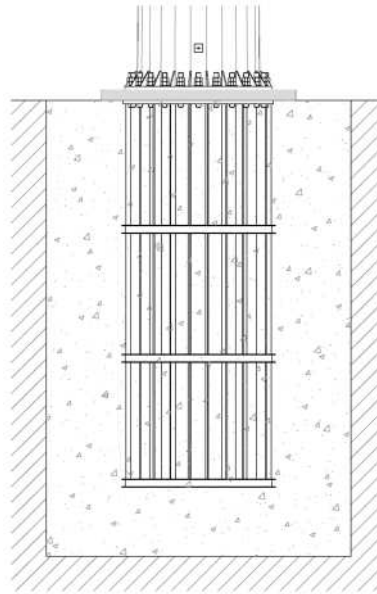


ILUSTRAÇÃO 4.6: FUNDAÇÃO TIPO PEGÃO.

TABELA 4.6: CLASSIFICAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE TERRENO¹.

Tipo de terreno	Classificação
Rochas duras e sãs	rochas ígneas e algumas metamórficas, em estado são
Rochas pouco duras ou medianamente alteradas	rochas sedimentares (calcários, grés duros, xistos, etc.), algumas rochas metamórficas (gneisses medianamente alterados, xistos cristalinos, etc.) e rochas ígneas medianamente alteradas
Rochas brandas ou muito alteradas	rochas ígneas e metamórficas muito alteradas e algumas rochas sedimentares (argilitos, siltitos, etc.)
Areias e misturas areias seixo, bem graduadas e compactas	são areias naturais, quando elas possuem partículas que se distribuem numa gama extensa de dimensões com predomínio dos grossos ou ainda depósitos naturais de seixos bem graduados e formados por fragmentos de rocha desde subangulares a arredondados, quando apresentam os interstícios preenchidos por material arenoso. No estado compacto, os depósitos bem graduados oferecem grande resistência à penetração de uma barra cravada à mão
Areias e misturas areias seixo, bem graduadas mas soltas	são depósitos que oferecem que oferecem pequena resistência à penetração numa barra cravada à mão
Areias uniformes compactas	são aquelas em que as dimensões da maior parte das partículas se situam dentro de uma gama bastante estreita. No estado compacto, oferecem grande resistência à penetração numa barra cravada à mão
Areias uniformes soltas	são aquelas que oferecem pequena resistência à penetração numa barra cravada à mão
Solos coerentes rijos	são aqueles em que a sua remoção é muito difícil com a picareta ou pá mecânica, sendo por vezes necessário o emprego de explosivos para o desmonte destes terrenos
Solos coerentes muito duros	são aqueles em que a sua remoção é ainda difícil com a picareta ou pá mecânica. Os pedaços cortados de fresco são de tal ordem duros que é impossível moldá-los por pressão entre os dedos
Solos coerentes duros	são aqueles em que a sua remoção é difícil com a enxada. Os pedaços cortados de fresco são muito difíceis de moldar entre os dedos
Solos coerentes de consistência média	são aqueles em que a sua remoção é fácil com a enxada. Os pedaços cortados de fresco podem ser moldados por pressão forte entre os dedos. Quando pisado, este solo apresenta vestígios do tacão do calçado

¹ adaptada da classificação do quadro nº 5.1 do decreto regulamentar nº 1/92 de 18 de FEVEREIRO.

TABELA 4.7: CARACTERÍSTICAS DOS DIFERENTES TIPOS DE TERRENO².

Tipo de terreno	γ (kg/m ³)	c (N/cm ³)	σ_{seg} (kN/m ²)	
Rochas				
1- Rochas duras e sãs	-	-	10000	
2- Rochas pouco duras ou medianamente alteradas	-	-	3000	
3- Rochas brandas ou muito alteradas	-	-	1000	
Solos incoerentes			Solo seco	Solo submerso
4- Areias e misturas areia-seixo bem graduadas e compactas	1800	80-100	400-600	200-300
5- Areias e misturas areia-seixo bem graduadas mas soltas	1800	80-100	200-400	100-200
6- Areias uniformes compactas	1600	60-80	200-400	100-200
7- Areias uniformes soltas	1600	60-80	100-200	50-100
Solos coerentes				
8- Solos coerentes rijos	1700	90	400-600	
9- Solos coerentes muito duros	1700	80	200-400	
10- Solos coerentes duros	1800	50-70	100-200	
11- Solos coerentes de consistência média	1800	20-40	50-100	

Notação:

γ – Massa Volúmica;

c – Coeficiente de compressibilidade;

σ_{seg} – Tensão de segurança.

4.3 Acções na estrutura

No presente estudo foram tidas em conta as recomendações regulamentares constantes nos seguintes documentos:

- a) Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).
- b) Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE).
- c) Eurocódigo 3 Parte 1-1 (EC3 Parte 1-1).
- d) Eurocódigo 3 Parte 3-2 (EC3 Parte 3-2).
- e) Eurocódigo 3 Parte 1-6 (EC3 Parte 1-6).
- f) Eurocódigo 3 Parte 1-8 (EC3 Parte 1-8).

O RSA, estabelece os critérios para a quantificação das acções actuantes, nomeadamente a mais relevante para este tipo de estruturas, o Vento, os restantes,

² Resultante da adaptação da classificação do quadro n.º 5.1 do Decreto Regulamentar n.º 1/92, de 18 de Fevereiro.

REAE e Eurocódigos servem para a verificação da segurança estrutural dos elementos constituintes da estrutura.

Os métodos de verificação baseiam-se num princípio de estados limite, que traduzem situações extremas necessárias na verificação da segurança das estruturas. Estes princípios são independentes do tipo de estrutura em consideração e do seu material constituinte.

O Estados Limites de Utilização (ELS), são estados associados aos critérios que governam o uso corrente das estruturas durante um determinado período de tempo da sua vida útil, e que correspondem às condições em que as mesmas, ou um elemento estrutural, deixam de satisfazer essas exigências. São estados limites que podem ser expressos em termos de deformações. Os Estados Limites Últimos (ELU), são estados associados ao colapso ou outra forma de rotura estrutural, que faça perigar a segurança de pessoas e bens, e que são definidos tendo em consideração a ocorrência de determinado comportamento da estrutura numa situação de limite independentemente da sua duração. São estados que podem ser expressos através de tensões.

As torres tubulares de telecomunicações são estruturas de elevada esbelteza e de reduzido peso e conseqüentemente reduzida massa própria. Por outro lado, a estrutura ao ser constituída por aço apresenta uma grande sensibilidade às variações de temperatura, situação que deve ser abordada de uma forma cuidada.

As acções regulamentares descritas nos documentos normativos, são as seguintes:

1. Permanentes.
2. Variações de temperatura.
3. Vento.
4. Neve.
5. Sismos.
6. Específicas em edifícios.
7. Específicas em pontes rodoviárias.
8. Específicas de passadiços.
9. Específicas em pontes rodoviárias.

Dessas, apenas serão consideradas com pormenor as acções relevantes no dimensionamento da torre monopolo autosuportada em aço, nomeadamente nas acções variáveis, a acção das variações de temperatura e do vento. No que se refere às acções permanentes, como são referidas essencialmente ao peso próprio da estrutura, não são abordadas exaustivamente por não apresentarem pormenores de especial importância que requeiram considerações particulares de cálculo

A acção do sismo depende essencialmente da massa da estrutura. Como uma torre autosuportada monopolo metálica apresenta reduzido peso próprio, a acção do sismo

provoca menores esforços do que o vento, pelo que foram desprezados os seus efeitos. A acção da neve é também ela desprezável, pois a superfície horizontal propícia à acumulação da neve é insignificante.

4.3.1 Permanentes

As acções permanentes, relacionam-se essencialmente com o peso próprio da estrutura (Tabela 4.8) e dos equipamentos de telecomunicações instalados na mesma.

TABELA 4.8: PESOS VOLÚMICOS DOS MATERIAIS.

Material	Peso volúmico (kN/m ³)
Aço	77
Betão simples	24
Betão armado	25

4.3.2 Sobrecarga

A acção da sobrecarga é relevante no dimensionamento ou verificação dos acessórios da torre, em especial plataformas, corrimões e escadas. A norma EN 1993-3-2 [6] e o RSA indicam que devem ser considerados os seguintes valores para a sobrecarga:

1. $sob = 2,0kN/m^2$ em plataformas.
2. $sob = 0,5kN/m$ em corrimões.

É ainda referido, na mesma norma, que estas acções podem ser consideradas na ausência de acções climáticas ($\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0$). Por razões de segurança considera-se que os trabalhadores não executam trabalhos na torre com condições climáticas adversas.

4.3.3 Variações de temperatura

Foram considerados os seguintes tipos de variação de temperatura:

1. Variações uniformes de temperatura;
2. Variações diferenciais de temperatura.

As variações uniformes de temperatura, que estão associadas às variações anuais de temperatura ambiente, processam-se com lentidão, o que dado o tipo de estrutura em estudo, uma consola, apenas provocam deformações e esforço axial na mesma, pelo que foram assim desprezados os seus efeitos. As variações diferenciais de temperatura, que correspondem às variações rápidas de temperatura ambiente, características da evolução diária, provocam esforços, que podem rapidamente conduzir à deformação por flexão da estrutura, logo com implicações na verificação dos estados limite.

As torres tubulares metálicas, pelo material que as constituem, ao existir uma zona do cilindro que fica menos exposta à radiação solar contrariamente à remanescente,

produzem assim um efeito que se traduz no aumento da excentricidade inicial da torre devido à deformação da estrutura (Ilustração 4.7), que, conseqüentemente, provoca o aumento dos esforços de flexão. O referido efeito terá que ser assim contabilizado no cálculo.

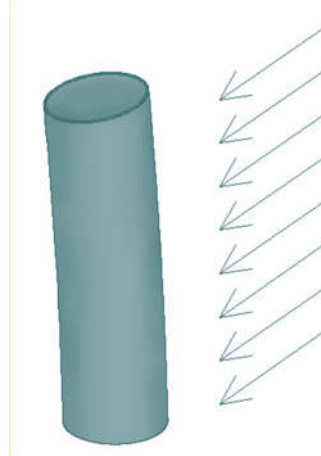


ILUSTRAÇÃO 4.7: EFEITO DA RADIAÇÃO SOLAR SOBRE O FUSTE DA TORRE.

Assim, e considerando que o efeito condicionante das variações diferenciais de temperatura se verifica no Verão, obtêm-se, por observação local das temperaturas, os seguintes valores:

$$T_1 = 35^{\circ}\text{C} \text{ (temperatura na zona da torre menos exposta ao sol)}$$

$$T_2 = 70^{\circ}\text{C} \text{ (temperatura na zona da torre mais exposta ao sol)}$$

4.3.4 Vento

Na quantificação da acção do vento neste tipo de estrutura, é necessário ter em consideração a geometria da estrutura, dos elementos acessórios e equipamentos instalados, ou seja, é necessário ter em consideração toda a envolvente exterior (fechada ou aberta) que influencia o escoamento de ar e assim origina pressões nessas envolventes.

A interacção dos diferentes elementos da estrutura deverá ter em consideração a sua geometria. Nesse sentido, e de forma a considerar a incidência do vento mais desfavorável para a estrutura, foram admitidas duas direcções para o vento conforme está indicado na ilustração 4.8, em que se pode constatar a posição dos equipamentos e acessórios em relação ao mesmo. Na realidade, trata-se de uma simplificação baseada na vasta experiência neste tipo de estruturas, considerando que se tratam das duas direcções mais gravosas.

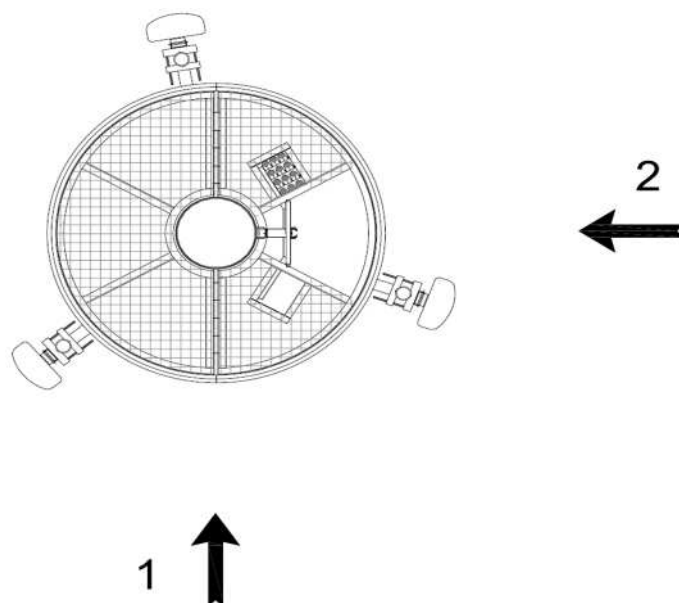


ILUSTRAÇÃO 4.8: DIRECÇÕES DO VENTO CONSIDERADAS (VISTA EM PLANTA).

O RSA considera o país dividido em duas zonas distintas em função da exposição ao vento. Assim, os arquipélagos (Açores e Madeira), as faixas costeiras até 5km de largura, e as zonas com altitudes superiores a 600m (Zona B) são diferenciadas das restantes zonas do país (Zona A).

Para ter em consideração a variação da acção do vento com a altura acima do solo, diferenciam-se dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo. Desta forma, os locais situados no interior de zonas urbanas (Rugosidade tipo I), em que predominem edificações de médio e grande porte, diferenciam-se dos restantes locais (Rugosidade tipo II).

A torre em estudo, pela sua posição geográfica, está situada na zona A e inserida num terreno com rugosidade do tipo II. Assim, as considerações que se apresentam de seguida baseiam-se nestes dois pressupostos.

4.3.4.1 Quantificação da acção do vento

A acção do vento preconizada pelo RSA exerce-se sob a forma de pressões aplicadas sobre as superfícies das construções. Por sua vez, a pressão dinâmica do vento é função da velocidade do vento, relacionando-se assim de acordo com a expressão geral $w = 0,613 \times v^2$, tomando como w - pressão dinâmica do vento e v - velocidade do vento. Todavia, deve-se ter ainda em conta, que para estruturas identicamente solicitadas pelo vento qualquer que seja o rumo deste, os valores característicos da pressão dinâmica do vento são multiplicados por **1,3** e que, para a zona B, são multiplicados por **1,2**.

Na anterior expressão a parcela para a velocidade do vento, depende da altura acima do solo e do tipo de rugosidade também do solo. Refira-se ainda que enquanto a primeira parcela da velocidade se deve à velocidade média do vento, a segunda tem em conta a

as flutuações da velocidade resultantes da turbulência dos escoamentos, ou seja, os efeitos de rajada. Assim, tendo em conta os pressupostos indicados, a equação que permite obter a velocidade do vento para um terreno com rugosidade tipo II, é a seguinte:

$$v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} + 14, h \geq 10m$$

com:

h - Altura acima do solo;

v - Velocidade do vento.

4.3.4.2 Quantificação da Acção do vento na torre

O RSA, para efeitos da quantificação do vento, e para este tipo específico de estrutura em estudo, ou seja, de estruturas fechadas de forma cilíndrica ou prismática, tem em consideração três factores essenciais na sua determinação.

O primeiro está relacionado com a forma da secção transversal da estrutura em causa. A forma da secção tem obviamente importância no regime de escoamento e na forma como a pressão do vento se exerce sobre a estrutura. O segundo aspecto relaciona-se com a esbelteza da estrutura, em que este parâmetro é indicado pelo quociente entre a altura e o diâmetro do tubo.

Por último, o terceiro factor, refere-se ao regime de escoamento. Consoante o regime de escoamento se faça em regime subcrítico ou em regime supercrítico, assim a acção sobre a estrutura será mais ou menos gravosa. A diferença entre estes dois regimes resulta na prática em função do parâmetro indicado pela expressão $d\sqrt{w}$, em que d - Diâmetro do elemento considerado e w - Pressão dinâmica do vento, e pela rugosidade das superfícies das estruturas.

A influência dos três factores descritos resulta assim no coeficiente de força da estrutura. Os referidos coeficientes são aplicáveis a construções de eixo vertical, de secção uniforme ou fracamente variável em altura, e assentes no solo, indicando as condições da torre em estudo.

Assim, reunindo todas as considerações e factores atrás expostos, resulta a expressão necessária ao cálculo da força do vento na estrutura. Esta força é função do coeficiente de força, da área efectiva e da pressão dinâmica do vento, conforme se indica na seguinte expressão

$$F = \delta_f \times h_1 \times d \times w$$

com:

F - Força exercida pelo vento;

δ_f – Coeficiente de força;

h_1 – Altura da faixa considerada;

d – Diâmetro do tubo;

w – Pressão dinâmica do vento.

Os troços que compõem o fuste da torre, são de secção poligonal de 24 faces, tendo-se adoptado as disposições regulamentares do RSA para construções com secção circular de superfície lisa. Tendo em conta a esbelteza da estrutura, em função de h/d , que é superior a 20 e o factor regime de escoamento, que se processa em regime supercrítico, o coeficiente de força (δ_f) resultante é de **0,6**.

A força (F) exercida pelo vento no fuste da torre para ambas as direcções consideradas, assim como os factores essenciais ao cálculo da mesma são resumidos na tabela 4.9

TABELA 4.9: FORÇA DO VENTO NO FUSTE DA TORRE.

h (m)	d (mm)	δ_f	v (m/s)	w (kN/m ²)	F (kN)	F _{med} (kN)	cota (m)
30.00	380.0	0.6	45.14	1.62	0.37	0.38	29.50
29.00	396.8	0.6	44.93	1.61	0.38	0.39	28.50
28.00	413.6	0.6	44.72	1.59	0.40	0.40	27.50
27.00	430.4	0.6	44.49	1.58	0.41	0.41	26.50
26.00	447.2	0.6	44.26	1.56	0.42	0.42	25.50
25.00	464.0	0.6	44.03	1.54	0.43	0.44	24.50
24.00	480.8	0.6	43.78	1.53	0.44	0.45	23.50
23.00	497.6	0.6	43.53	1.51	0.45	0.46	22.50
22.00	514.4	0.6	43.27	1.49	0.46	0.47	21.50
21.00	531.2	0.6	43.00	1.47	0.47	0.47	20.50
20.00	548.0	0.6	42.72	1.45	0.48	0.48	19.50
19.00	564.8	0.6	42.42	1.43	0.49	0.49	18.50
18.00	581.6	0.6	42.12	1.41	0.49	0.50	17.50
17.00	598.4	0.6	41.80	1.39	0.50	0.50	16.50
16.00	615.2	0.6	41.46	1.37	0.51	0.51	15.50
15.00	632.0	0.6	41.11	1.35	0.51	0.51	14.50
14.00	648.8	0.6	40.74	1.32	0.51	0.52	13.50
13.00	665.6	0.6	40.35	1.30	0.52	0.52	12.50
12.00	682.4	0.6	39.93	1.27	0.52	0.52	11.50
11.00	699.2	0.6	39.48	1.24	0.52	0.52	10.50
10.00	716.0	0.6	39.00	1.21	0.52	0.53	9.50
9.00	732.8	0.6	39.00	1.21	0.53	0.54	8.50
8.00	749.6	0.6	39.00	1.21	0.55	0.55	7.50
7.00	766.4	0.6	39.00	1.21	0.56	0.56	6.50
6.00	783.2	0.6	39.00	1.21	0.57	0.58	5.50
5.00	800.0	0.6	39.00	1.21	0.58	0.59	4.50
4.00	816.8	0.6	39.00	1.21	0.59	0.60	3.50
3.00	833.6	0.6	39.00	1.21	0.61	0.61	2.50
2.00	850.4	0.6	39.00	1.21	0.62	0.62	1.50
1.00	867.2	0.6	39.00	1.21	0.63	0.64	0.50
0.00	884.0	0.6	39.00	1.21	0.64	0.00	0.00

4.3.4.3 Quantificação da Acção do vento na plataforma

A plataforma instalada no topo da torre, é uma estrutura reticulada. Assim, a quantificação da acção do vento tem em consideração dois factores essenciais.

O primeiro relaciona-se com o índice de cheios (λ), e é resultado do quociente entre a área efectiva pela área do contorno exterior da estrutura de acordo com a seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{A_1}{A_2}$$

com:

λ – Índice de cheios;

A_1 – Área efectiva;

A_2 – Área do contorno exterior

Sendo a área efectiva definida como sendo a soma das áreas das projecções de todos os elementos da estrutura num plano normal à direcção do vento.

O segundo factor está relacionado com o tipo de barras que constituem a torre. No RSA (quadro I-VIII) são considerados três tipos de barras: (1) barras de secção angular; (2) barras de secção circular em regime subcrítico em que o parâmetro $d\sqrt{w}$ é inferior a 0,15, e (3) barras de secção circular em regime supercrítico cujo parâmetro $d\sqrt{w}$, é igual ou superior a 0,15.

O coeficiente de força (δ_f) resulta assim na conjugação dos dois factores atrás descritos, em que para um determinado índice de cheios (λ), corresponde um valor do coeficiente de força que é dependentes do tipo de barra.

Assim, o cálculo da força global actuante na plataforma é em função da expressão seguinte:

$$F = \delta_f \times A_1 \times w$$

com:

F – Força exercida pelo vento;

δ_f – Coeficiente de força;

A_1 – Área efectiva;

w – Pressão dinâmica do vento.

Aplicando a referida expressão, e tendo em conta que a plataforma é constituída por barras de secção angulosa e por barras de secção circular, o resultado é um índice de cheios de 0,38 e consequentemente um coeficiente de força da plataforma de 1,45 que resulta da ponderação dos coeficientes de força para barras de secção angulosa e de secção circular.

A força (F) exercida pelo vento na plataforma instalada no topo da torre e para ambas as direcções consideradas, assim como os factores essenciais ao cálculo da mesma são resumidos na tabela 4.10

TABELA 4.10: FORÇA DO VENTO NA PLATAFORMA INSTALADA NO TOPO DA TORRE.

h (m)	A2 (m ²)	A1(m ²)	v (m/s)	w (kN/m ²)	λ	δf	F (kN)
29.5	1.802	0.677	45.04	1.62	0.38	1.45	1.58

4.3.4.4 Quantificação da Acção do vento na escada

A quantificação da acção do vento na escada e no caminho de cabos é efectuada em conjunto, resultando o mesmo numa estrutura reticulada plana, considerando a direcção 2 do vento (Ilustração 4.8). Assim, seguindo o mesmo raciocínio seguido para a plataforma, e sendo o conjunto escada/caminho de cabos também constituído por barras de secção angulosa, esse mesmo conjunto apresenta um índice de cheios 0,94, e consequentemente um coeficiente de força de 1,60.

Quando se considera o vento na direcção 1 (Ilustração 4.8), a escada e o caminho de cabos ficam protegidos pelos cabos. Desta forma considera-se que a área de exposição ao vento destes elementos é desprezável, sendo assim a acção do vento nesta direcção insignificante.

A força (F) exercida pelo vento na escada e caminho de cabos instalado ao longo da torre e para a direcção 2 (ILUSTRAÇÃO 4.8), assim como os factores essenciais ao cálculo da mesma são resumidos na tabela 4.11.

TABELA 4.11: FORÇA DO VENTO NA ESCADA E CAMINHO DE CABOS INSTALADO AO LONGO DA TORRE.

h (m)	δ_f	v (m/s)	w (kN/m ²)	F (kN)	F _{med} (kN)	cota (m)
30.00	0.6	45.14	1.25	0.23	0.23	29.50
29.00	0.6	44.93	1.24	0.23	0.23	28.50
28.00	0.6	44.72	1.23	0.23	0.23	27.50
27.00	0.6	44.49	1.21	0.23	0.22	26.50
26.00	0.6	44.26	1.20	0.22	0.22	25.50
25.00	0.6	44.03	1.19	0.22	0.22	24.50
24.00	0.6	43.78	1.18	0.22	0.22	23.50
23.00	0.6	43.53	1.16	0.22	0.21	22.50
22.00	0.6	43.27	1.15	0.21	0.21	21.50
21.00	0.6	43.00	1.13	0.21	0.21	20.50
20.00	0.6	42.72	1.12	0.21	0.21	19.50
19.00	0.6	42.42	1.10	0.20	0.20	18.50
18.00	0.6	42.12	1.09	0.20	0.20	17.50
17.00	0.6	41.80	1.07	0.20	0.20	16.50
16.00	0.6	41.46	1.05	0.20	0.19	15.50
15.00	0.6	41.11	1.04	0.19	0.19	14.50
14.00	0.6	40.74	1.02	0.19	0.19	13.50
13.00	0.6	40.35	1.00	0.19	0.18	12.50
12.00	0.6	39.93	0.98	0.18	0.18	11.50
11.00	0.6	39.48	0.96	0.18	0.18	10.50
10.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	9.50
9.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	8.50
8.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	7.50
7.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	6.50
6.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	5.50
5.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	4.50
4.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	3.50
3.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	2.50
2.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	1.50
1.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.17	0.50
0.00	0.6	39.00	0.93	0.17	0.00	0.00

4.3.4.5 Quantificação da Acção do vento nos cabos

Na quantificação da acção do vento para os cabos coaxiais consideram-se que os coeficientes de força para cabos de comprimento infinito de acordo com RSA (Anexo I, art.º 3.7, quadro I –XVII), dependem do parâmetro $d\sqrt{w}$, e das características da superfície do referido cabo. Assim, tendo um diâmetro de 28 mm para os cabos coaxiais, um limite superior com 1.25 KN/m² e um limite inferior de 0.93 KN/m² para o valor da pressão dinâmica (w), e associando como cordões grossos as características da superfície dos cabos em estudo, adoptou-se que o coeficiente de força para os cabos coaxiais é de 1,1.

Quando a acção do vento actua segundo a direcção 1 (Ilustração 4.8), considera-se que o número de cabos expostos ao vento é o indicado no lado direito da Ilustração 4.9, sendo 6 o número de cabos neste caso de estudo.

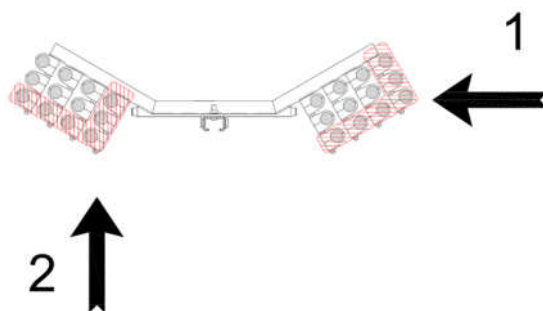


ILUSTRAÇÃO 4.9: EXPOSIÇÃO DOS CABOS AO VENTO.

Quando é sobre a direcção 2 que a acção do vento é considerada, o número de cabos expostos ao vento é o indicado para além da Ilustração 4.8, também de uma forma simplificada como retratado na Ilustração 4.9. De notar, que para efeitos de contabilização do nº de cabos expostos ao vento, considera-se que o mesmo actua apenas sobre os cabos que se localizam fora do diâmetro do fuste da torre.

A força (F) exercida pelo vento nos cabos coaxiais instalados ao longo da torre e para as direcções 1 e 2, assim como os factores essenciais ao cálculo da mesma são resumidos na tabela 4.12 e 4.13 respectivamente.

TABELA 4.12: FORÇA DO VENTO NOS CABOS COAXIAIS INSTALADOS AO LONGO DA TORRE – DIRECÇÃO 1.

h (m)	δ_f	ϕ c. coaxiais (m)	Nº cabos	v (m/s)	w (kN/m ²)	F (kN)	F_{med} (kN)	cota (m)
30.00	1.1	0.028	6	45.14	1.25	0.23	0.23	29.50
29.00	1.1	0.028	6	44.93	1.24	0.23	0.23	28.50
28.00	1.1	0.028	6	44.72	1.23	0.23	0.23	27.50
27.00	1.1	0.028	6	44.49	1.21	0.22	0.22	26.50
26.00	1.1	0.028	6	44.26	1.20	0.22	0.22	25.50
25.00	1.1	0.028	6	44.03	1.19	0.22	0.22	24.50
24.00	1.1	0.028	6	43.78	1.18	0.22	0.22	23.50

TABELA 4.12: FORÇA DO VENTO NOS CABOS COAXIAIS INSTALADOS AO LONGO DA TORRE – DIRECÇÃO 1 (CONTINUAÇÃO).

h (m)	δ_f	ϕ c. coaxiais (m)	Nº cabos	v (m/s)	w (kN/m ²)	F (kN)	F _{med} (kN)	cota (m)
23.00	1.1	0.028	6	43.53	1.16	0.21	0.21	22.50
22.00	1.1	0.028	6	43.27	1.15	0.21	0.21	21.50
21.00	1.1	0.028	6	43.00	1.13	0.21	0.21	20.50
20.00	1.1	0.028	6	42.72	1.12	0.21	0.21	19.50
19.00	1.1	0.028	6	42.42	1.10	0.20	0.20	18.50
18.00	1.1	0.028	6	42.12	1.09	0.20	0.20	17.50
17.00	1.1	0.028	6	41.80	1.07	0.20	0.20	16.50
16.00	1.1	0.028	6	41.46	1.05	0.19	0.19	15.50
15.00	1.1	0.028	6	41.11	1.04	0.19	0.19	14.50
14.00	1.1	0.028	6	40.74	1.02	0.19	0.19	13.50
13.00	1.1	0.028	6	40.35	1.00	0.18	0.18	12.50
12.00	1.1	0.028	6	39.93	0.98	0.18	0.18	11.50
11.00	1.1	0.028	6	39.48	0.96	0.18	0.17	10.50
10.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	9.50
9.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	8.50
8.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	7.50
7.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	6.50
6.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	5.50
5.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	4.50
4.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	3.50
3.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	2.50
2.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	1.50
1.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.17	0.50
0.00	1.1	0.028	6	39.00	0.93	0.17	0.00	0.00

TABELA 4.13: FORÇA DO VENTO NOS CABOS COAXIAIS INSTALADOS AO LONGO DA TORRE – DIRECÇÃO 2.

h (m)	δ_f	ϕ c. coaxiais (m)	Nº cabos	v (m/s)	w (kN/m ²)	F (kN)	F _{med} (kN)	cota (m)
30.00	1.1	0.028	5	45.14	1.25	0.19	0.19	29.50
29.00	1.1	0.028	5	44.93	1.24	0.19	0.19	28.50
28.00	1.1	0.028	5	44.72	1.23	0.19	0.19	27.50
27.00	1.1	0.028	5	44.49	1.21	0.19	0.19	26.50
26.00	1.1	0.028	5	44.26	1.20	0.18	0.18	25.50
25.00	1.1	0.028	5	44.03	1.19	0.18	0.18	24.50
24.00	1.1	0.028	5	43.78	1.18	0.18	0.18	23.50
23.00	1.1	0.028	5	43.53	1.16	0.18	0.14	22.50
22.00	1.1	0.028	3	43.27	1.15	0.11	0.11	21.50
21.00	1.1	0.028	3	43.00	1.13	0.10	0.10	20.50
20.00	1.1	0.028	3	42.72	1.12	0.10	0.10	19.50
19.00	1.1	0.028	3	42.42	1.10	0.10	0.10	18.50
18.00	1.1	0.028	3	42.12	1.09	0.10	0.10	17.50
17.00	1.1	0.028	3	41.80	1.07	0.10	0.10	16.50
16.00	1.1	0.028	3	41.46	1.05	0.10	0.08	15.50
15.00	1.1	0.028	2	41.11	1.04	0.06	0.06	14.50
14.00	1.1	0.028	2	40.74	1.02	0.06	0.06	13.50
13.00	1.1	0.028	2	40.35	1.00	0.06	0.06	12.50
12.00	1.1	0.028	2	39.93	0.98	0.06	0.06	11.50

TABELA 4.13: FORÇA DO VENTO NOS CABOS COAXIAIS INSTALADOS AO LONGO DA TORRE – DIRECÇÃO 2 (CONTINUAÇÃO).

h (m)	δ_f	ϕ c. coaxiais (m)	Nº cabos	v (m/s)	w (kN/m ²)	F (kN)	F _{med} (kN)	cota (m)
11.00	1.1	0.028	2	39.48	0.96	0.06	0.06	10.50
10.00	1.1	0.028	2	39.00	0.93	0.06	0.06	9.50
9.00	1.1	0.028	2	39.00	0.93	0.06	0.06	8.50
8.00	1.1	0.028	2	39.00	0.93	0.06	0.03	7.50
7.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	6.50
6.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	5.50
5.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	4.50
4.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	3.50
3.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	2.50
2.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	1.50
1.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	0.50
0.00	1.1	0.028	0	39.00	0.93	0.00	0.00	0.00

4.3.4.6 Quantificação da Acção do vento sobre as antenas

Na quantificação do vento nas antenas consideram-se as suas orientações de modo a obter a acção do vento segundo a direcção do vento em análise. Assim, obtiveram-se os coeficientes de força frontal e lateral, consoante a incidência do vento (Ilustração 4.10).

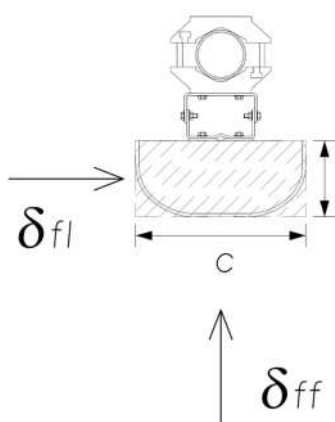


ILUSTRAÇÃO 4.10: COEFICIENTE DE FORÇA FRONTAL E LATERAL NAS ANTENAS.

Para as antenas parabólicas e de painel, os coeficientes de força são obtidos a partir da consideração de secções rectangulares, onde a relação dos lados é de 2 ou 4. Assim, para as antenas instaladas, os coeficientes de força adoptados são os indicados na

TABELA 4.14: DIMENSÕES E COEFICIENTES DE FORÇA NAS ANTENAS.

Antenas	Cota (m)	Azimute	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	δ_{ff}	δ_{fl}
1	29.5	10	280	125	1408	1.50	1.21
2	29.5	130	280	125	1408	1.50	1.21
3	29.5	250	280	125	1408	1.50	1.21

De referir, que a acção global sobre uma antena parabólica ou de painel é, de um modo geral, o resultado da composição da parcela frontal e da parcela lateral. Na Ilustração 4.11 é visível que apenas ocasionalmente a resultante da acção do vento é apenas devida à componente frontal ou à componente lateral. De modo a simplificar o cálculo, e pelo tipo de superfície que estas antenas apresentam, desprezam-se as componentes tangenciais em cada uma das faces da antena. Salienta-se que esta simplificação é bastante razoável, pois devido à superfície apresentada por este tipo de antena, o atrito provocado no escoamento é insignificante.

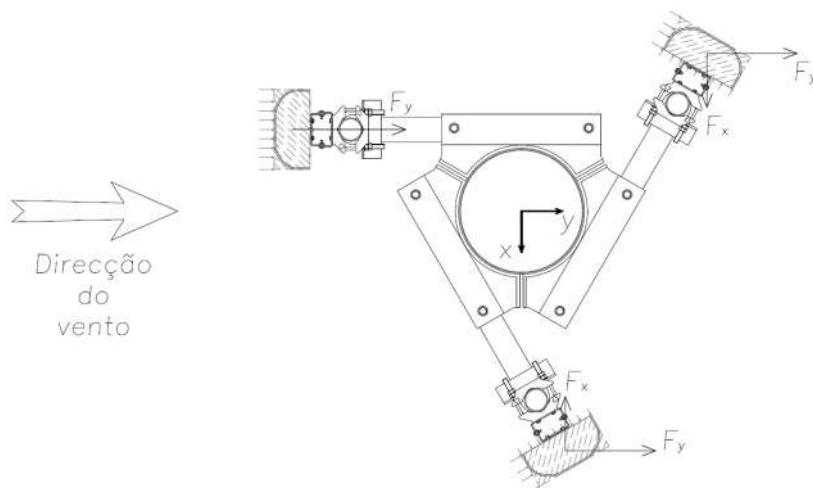


ILUSTRAÇÃO 4.11: ACÇÃO DO VENTO SOBRE AS ANTENAS.

De salientar que, devido ao afastamento entre as antenas, a acção do vento sobre as antenas de sotavento não é desprezável. Apesar de as antenas de barlavento e a própria torre protegerem as antenas de sotavento, essa protecção não é completa. Assim, é necessário analisar, caso a caso, o factor de protecção para as antenas de sotavento.

Assim, a força (F) exercida pelo vento nas antenas instaladas no topo da torre e para as direcções 1 e 2, assim como os factores essenciais ao cálculo da mesma são resumidos na tabela 4.15. De referir que a referência relativamente aos azimutes constante na referida tabela, é o Norte Magnético.

TABELA 4.15: FORÇA DO VENTO NAS ANTENAS INSTALADAS NA TORRE – DIRECÇÃO 1.

DIRECÇÃO DO VENTO 1 – AZIMUTE CÁLCULO DO VENTO 20°								
Antena	α	β	v (m/s)	w (kN/m ²)	$\cos(\beta)$	$\text{sen}(\beta)$	F_x (kN)	F_y (kN)
1	10	350	45.04	1.24	0.98	-0.17	-0.08	0.72
2	110	110	45.04	1.24	-0.34	0.94	-0.15	0.32
3	230	230	45.04	1.24	-0.64	-0.77	0.23	0.46

TABELA 4.16: FORÇA DO VENTO NAS ANTENAS INSTALADAS NA TORRE – DIRECÇÃO 2.

DIRECÇÃO DO VENTO 2 – AZIMUTE CÁLCULO DO VENTO 290°								
Antena	α	β	v (m/s)	w (kN/m ²)	cos(β)	sen(β)	F _x (kN)	F _y (kN)
1	-280	80	45.04	1.24	0.17	0.98	0.08	0.28
2	-160	200	45.04	1.24	-0.94	-0.34	0.15	0.68
3	-40	320	45.04	1.24	0.77	-0.64	-0.23	0.54

4.3.4.7 Quantificação da Acção do vento nos interfaces

A quantificação da acção do vento nos interfaces, teve em conta a direcção do vento (Ilustração 4.8). Para adopção dos coeficientes de força a aplicar nestes elementos, teve-se em conta o disposto no RSA (Anexo I, art.º 3.5, quadro I-XIII), nomeadamente para construções fechadas de secção quadrada e de secção circular de superfície lisa, consoante o perfil seja circular ou quadrado.

Na Ilustração 4.13 é visível a secção circular com que são compostos estes específicos elementos.

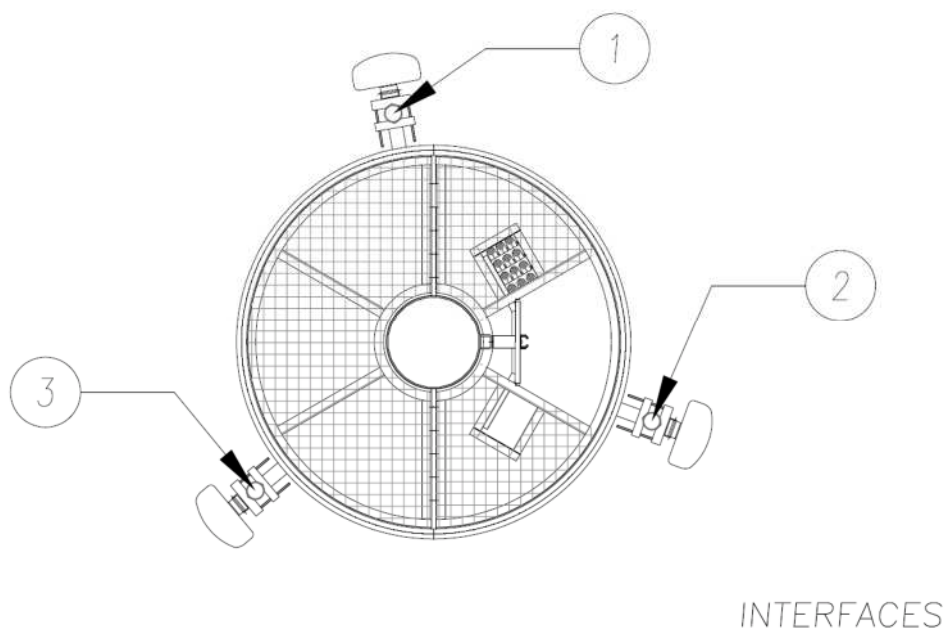


ILUSTRAÇÃO 4.12: CARACTERÍSTICAS DOS INTERFACES

A força (F) exercida pelo vento (de forma igual para a direcção 1 e 2) nos interfaces instaladas no topo da torre, assim como os factores essenciais ao cálculo da mesma são resumidos na tabela 4.17.

TABELA 4.17: CARACTERÍSTICAS E FORÇA DO VENTO NOS INTERFACES INSTALADOS NO TOPO DA TORRE.

Interface	Tipo secção	h (m)	d (mm)	L (m)	L/d	δ_f	L _{ef.} (m)	F (kN)
1	circular	29,5	76,1	2,00	26	0,60	0,40	0,02
2	circular	29,5	76,1	2,00	26	0,60	0,40	0,02
3	circular	29,5	76,1	2,00	26	0,60	0,40	0,02

4.3.5 – Imperfeições

O EC3 Parte 3-2, indica que devem ser consideradas imperfeições horizontais de chaminés auto-suportadas, assumindo um desvio lateral do eixo vertical no topo. Pode-se considerar que a torre em estudo, pode ser comparada a uma chaminé metálica, pelo que o desvio recomendado pelo EC3, é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta = \frac{h}{500} \sqrt{1 + \frac{50}{h}}$$

em que:

Δ – Desvio do eixo vertical em [m];

h – Altura da chaminé (ou torre nesse caso específico) em [m].

De referir que as imperfeições locais da casca estrutural não necessitam ser contabilizadas, pois estão incluídas nas fórmulas relativas à resistência à encurvadura do EC3 Parte 1-6.

4.4 Combinação de acções

As combinações de acções são formuladas de modo a simular a probabilidade de não simultaneidade de ocorrência das acções consideradas (situações realistas).

No caso de verificação da segurança em relação aos estados limites últimos (ELU), as combinações a considerar são as seguintes:

- a) Combinações fundamentais: Em que participam as acções permanentes e as variáveis;
- b) Combinações acidentais: em que para além das acções permanente e as variáveis, intervêm também as acidentais

Para os estados limites de utilização (ELS), e dependendo da duração do estado limite em causa, as combinações a ter em conta são as seguintes:

- a) Combinações raras: correspondem aos estados limite de muito curta duração (poucas horas do período de vida da estrutura);
- b) Combinações frequentes: estão associadas aos estados limite de curta duração (em regra não excedem 5% do período de vida da estrutura);

- c) Combinações quase permanentes: que correspondem aos estados limite de longa duração (cerca de metade do período de vida da estrutura).

Para a análise e cálculo estrutural da torre, consideraram-se as combinações de acções fundamentais na verificação aos ELU de acordo com a expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Enquanto na verificação dos ELS, por indicação expressa no caderno de encargos do operador de telecomunicações para este caso específico, consideraram-se apenas as combinações frequentes de acordo com a seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^m G_{im} + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{jk}$$

com:

S_d – Valor de cálculo do esforço actuante;

S_{Gik} – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} – Esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

γ_{gi} – Coeficiente de segurança relativo a acções permanentes;

γ_q – Coeficiente de segurança relativo a acções variáveis;

$\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ – Coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j ;

d – Parâmetro do estado limite de utilização que se pretende medir;

G_{im} – Acção permanente, tomada com o seu valor médio;

$\psi_1 Q_{1k}$ – Acção variável considerada como acção base da combinação quantificada pelo seu valor frequente;

$\psi_{2j}Q_{jk}$ – Acção variável de ordem j quantificada pelo seu valor quase permanente.

Os coeficientes de segurança relativos às acções foram concebidos para ter em linha de conta as simplificações de cálculo efectuadas, e que estão associadas à dificuldade de quantificação exacta das acções, baseiam-se de certa forma em probabilidades, assim como as combinações de acções. Assim, as acções são majoradas com a finalidade de reduzir o risco associado à sua quantificação, para o qual e nessa sequência, os coeficientes de segurança preconizados pelo RSA, assume os seguintes valores na tabela 4.17:

TABELA 4.18: COEFICIENTES DE SEGURANÇA.

Tipo de efeito	Acções permanentes	Acções variáveis
Favorável	1,0	0
Desfavorável	1,5	1,5

Para as acções variáveis consideradas, os coeficientes ψ estão indicados na Tabela 4.198

TABELA 4.19: COEFICIENTES ψ RELATIVOS ÀS ACÇÕES.

Acção variável	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Variações de temperatura	0,6	0,5	0,3
Sobrecarga	0	0	0
Vento	0,4	0,2	0

Para a análise estrutural desta torre, adoptou-se a seguinte combinação para os ELU, tendo como acção de base o Vento (W):

$$S_d = 1.5 S_{Gk} + 1.5 S_{Wk}$$

De referir, que será contabilizada tanto a acção inerente às imperfeições, assim como a acção referente à variação diferencial de temperatura para o cálculo do esforço actuante na torre, conforme será mostrado.

De forma a determinar a deformação (deslocamento e rotação) mais desfavorável que a estrutura suporta, temos as seguintes combinações frequentes, referentes aos estados limites de curta duração:

- a) Acção de base: Vento (W)

$$S_d = S_{Gk} + 0.2 S_{Wk} + 0.3 S_{Tk}$$

- b) Acção de base: Temperatura (T)

$$S_d = S_{Gk} + 0.5 S_{Tk} + 0.0 S_{Wk}$$

4.5 Modelos Cálculo

4.5.1 Torre

A estrutura em estudo, pode ser simplesmente considerada como uma barra em consola. Nesse sentido, conduziu-se a análise de forma a obter os esforços e inerentes tensões, na transição e união entre troços do fuste assim como na ligação do inferior à base, dado que na realidade, são essas as secções condicionantes para a mesma.

Assim, adoptou-se um modelo de discretização da estrutura constituído por 4 elementos de barra (e 5 nós) de secção variável de acordo com a geometria do problema, conforme é indicado também na Ilustração 4.13, extraído do SAP2000

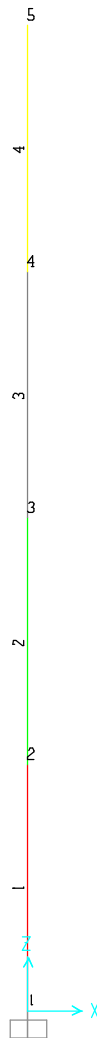


ILUSTRAÇÃO 4.13: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DA ESTRUTURA.

Para verificação dos ELU, o EC3 Parte 1-6 preconiza a comparação dos esforços em termos de tensões. Assim, é necessário calcular as tensões, meridional e circunferencial,

cujo cálculo poderá ser efectuado através das expressões seguintes do anexo A e do anexo D do EC3 Parte 1-6 :

$$\sigma_x = \frac{F_x}{2\pi r t} \pm \frac{M}{\pi r^2 t}$$

$$\sigma_\theta = q_{eq} \frac{r}{t}$$

em que:

σ_x – Tensão meridional;

σ_θ – Tensão circunferencial;

F_x – Esforço axial;

M – Momento flector;

q_{eq} – Pressão equivalente devida ao vento;

r – Raio do cilindro;

t – Espessura da chapa do cilindro.

As tensões são calculadas com base na teoria de membrana, pelo que as tensões meridionais são obtidas considerando o esforço axial e o momento flector. A tensão na casca devida ao esforço axial representa-se na Ilustração 4.14 e a tensão devida ao momento flector é representada na Ilustração 4.15.

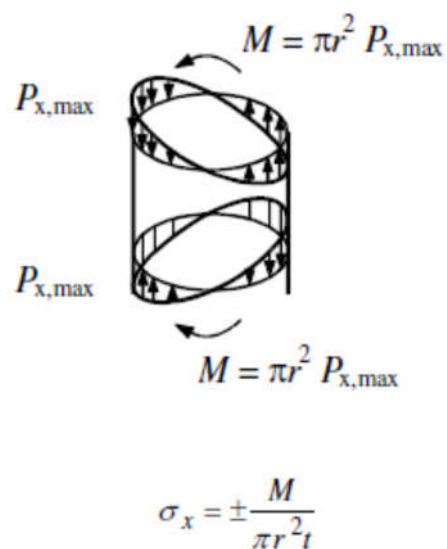
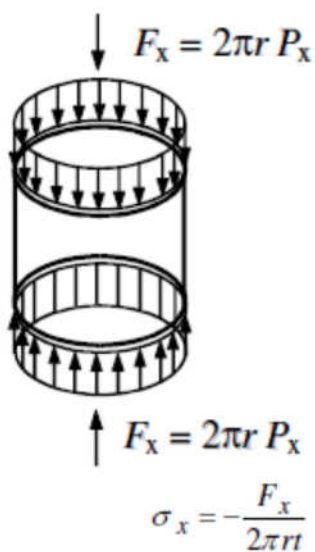


ILUSTRAÇÃO 4.14: TENSÕES NA CASCA DEVIDO AO ESFORÇO AXIAL.

ILUSTRAÇÃO 4.15: TENSÕES NA CASCA DEVIDO AO MOMENTO FLECTOR.

A pressão do vento, é variável ao longo do perímetro da casca, pelo que no anexo D do EC3 Parte 1-6, é indicada uma expressão de simplificação, que permite obter uma pressão equivalente constante em todo o perímetro da casca conforme é apresentado na Ilustração 4.16.

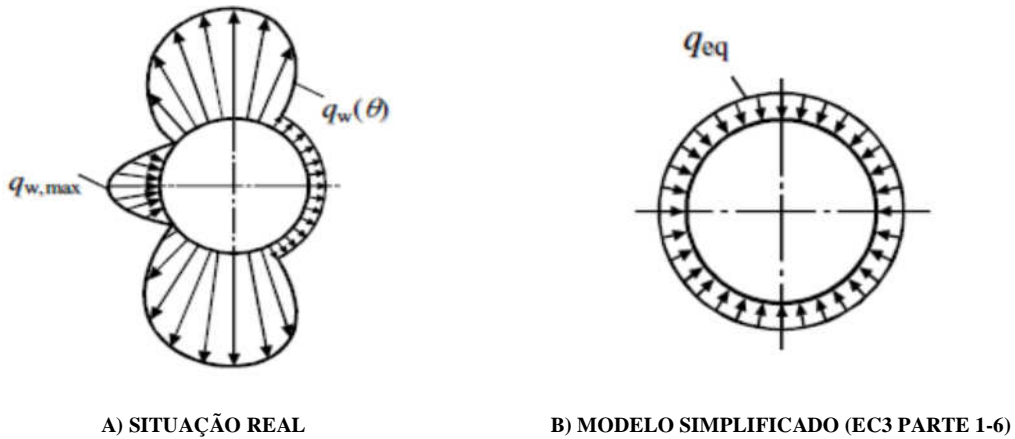


ILUSTRAÇÃO 4.16: PRESSÃO DO VENTO NA CASCA DA TORRE.

4.5.2 Ligações

4.5.2.1 Generalidades

Neste tipo específico de torre, em que as ligações entre troços são realizadas por aparafusamento, e para garantir a segurança da estrutura, as ligações necessitam ser devidamente concebidas e dimensionadas.

A verificação da segurança da ligação engloba a análise dos elementos constituintes, nomeadamente a verificação da resistência dos parafusos e da chapa das flanges. Os parafusos têm de resistir à tracção, e a flange por seu lado, terá obrigatoriamente que resistir a uma força de compressão. Este pressuposto é indicado na Ilustração 4.17, onde se apresentam as forças de tracção e compressão nos elementos constituintes da ligação devidos aos esforços normal e de flexão da secção.

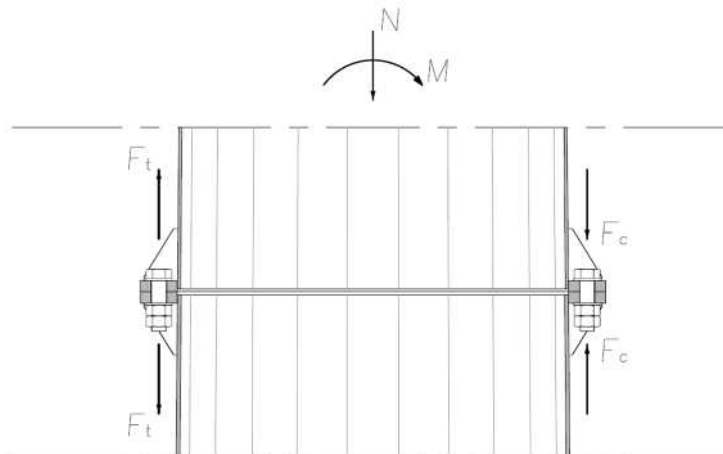


ILUSTRAÇÃO 4.17: ESFORÇOS E FORÇAS ACTUANTES NA LIGAÇÃO ENTRE TROÇOS.

Nas secções seguintes referem-se as considerações adoptadas nos cálculos efectuados.

4.5.2.2 Parafusos e pernos do Chumbadouro

Os parafusos assim como os pernos do chumbadouro, necessitam apresentar secção suficiente para resistir ao esforço de tracção provocado pelo momento na base da torre. Assim de acordo com os pressupostos enunciados por Bowles, a força de tracção de cálculo é dada pela expressão seguinte.

$$F_t = \left(\frac{4M}{N_b D_b} - \frac{W}{N_b} \right)$$

Em que:

F_t – Força de tracção na secção.

M – Momento flector.

W – Esforço Axial.

D_b – Diâmetro do parafuso ou perno.

N_b – Número de pernos do chumbadouro/Numero de parafusos da secção.

4.5.2.3 Flanges

O esforço total a que a flange está sujeita, é quantificado de acordo com uma expressão determinada tendo por base ensaios efectuados para chapas com geometria semelhante à da estrutura em estudo [15]. A equação que se indica, foi obtida para chapas circulares, uniformemente carregadas e encastradas, o que embora não correspondendo às condições que as flanges da torre estão sujeitas, considera-se que o resultado obtido pela referida expressão é aplicável a esta situação.

$$W_u = 2,814 \cdot \sigma_y \cdot \pi \cdot t^2$$

em que:

W_u – Força resistente última da chapa;

σ_y – Tensão de cedência do material;

t – Espessura da chapa.

4.5.3 Estados Limites Últimos (ELU)

4.5.3.1 Generalidades

Os ELU, são estados associados ao iminente colapso, devido à actuação combinada das acções actuantes. Nesse sentido, na sua verificação, e tendo em conta as cargas

relevantes e as condições de dimensionamento impostas, deve ser assegurado que nenhum estado limite é excedido.

Neste caso específico, uma torre autosuportada monopolo metálica, pode ser considerada como uma chaminé metálica. O EC3 Parte 3-2 lista os ELU que devem ser considerados no seu dimensionamento, nomeadamente:

- 1) Resistência sem plastificação dos perfis.
- 2) Resistência à encurvadura dos perfis.
- 3) Resistência das ligações.

4.5.3.2 Fuste da torre

A verificação da segurança dos troços da torre, segundo as recomendações do EC3 Parte 3-2 deve ser analisada ao abrigo do EC3 Parte 1-6, do qual se salienta o ELU de encurvadura, devido à espessura reduzida da chapa e à geometria da casca.

O estado limite de encurvadura deve ser considerado quando a estrutura, ou parte dela, é susceptível de desenvolver deslocamentos na direcção perpendicular à secção da casca estrutural, causados por perda de estabilidade em condições de tensões de compressão ou corte na parede. Este comportamento resulta na incapacidade de aguentar qualquer aumento da resultante das tensões e, como consequência, poderá levar à ruína da estrutura. Em termos de cálculo, a resistência da casca é dada por uma redução da tensão de cedência do aço, em que é afectada por um factor de redução devido à encurvadura.

4.5.3.3 Ligações

A segurança das ligações é verificada em termos da resistência dos parafusos, ou pernos, e das flanges tal como estipulado no EC3 Parte 1-8. É efectuada a verificação à tracção e ao corte dos parafusos e da interacção entre estes dois tipos de esforços, assim como o efeito de punçoamento da chapa.

4.5.3.4 Fundação

O cálculo da fundação foi efectuado pelo método de Sulzberger [13], que é geralmente usado no cálculo dos maciços de fundação dos apoios para postes e torres no âmbito das redes eléctricas. O método baseia-se em resultados experimentais e foi desenvolvido admitindo duas hipóteses.

Na primeira hipótese admite-se que o terreno onde está encastrado o maciço de fundação tem uma resposta elástica quando há pequenos deslocamentos do maciço, e que a reacção do terreno é proporcional ao produto dos deslocamentos do maciço pelo módulo de elasticidade do solo. Estes são dados pelo coeficiente de compressibilidade do terreno, que traduz a força necessária para que uma placa de 1cm^2 de superfície, atinja uma profundidade de 1 cm no solo (Ilustração 4.18).

Na segunda hipótese, admite-se, que para terrenos de natureza e composição uniforme, o coeficiente de compressibilidade é nulo à superfície do solo, aumentando de forma aproximadamente proporcional com a profundidade e que a resistência à compressão do solo sob o maciço é pelo menos igual à das paredes verticais à mesma profundidade (Ilustração 4.18).

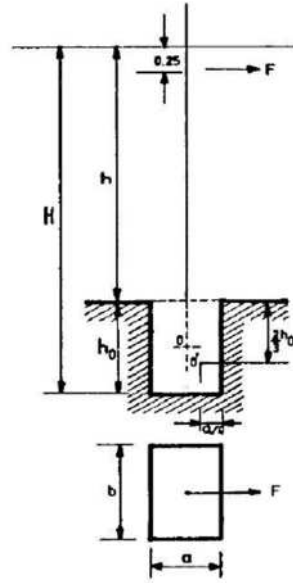


ILUSTRAÇÃO 4.18: ESQUEMA DE APOIO E MACIÇO COM A NOMENCLATURA USADA NO MÉTODO DE SULZBERGER.

em que:

H – Altura total do apoio.

h – Altura acima do solo.

h_0 – Altura enterrada.

F – Resultante das forças aplicadas reduzida a 0,25m do topo do apoio.

a – Dimensão do maciço em planta, paralela à direcção da força F .

b – Dimensão do maciço em planta, perpendicular à direcção da força F .

No caso dos apoios de redes eléctricas, o momento derrubante (M_d) é devido à força F , enquanto o momento estabilizante tem em consideração duas componentes: momento estabilizante devido ao encastramento do maciço no solo (Me_1) e momento estabilizante devido à reacção do terreno na base do maciço (Me_2).

Momento derrubante:

$$M_d = F \times \left(h - 0,25 + \frac{2}{3} h_0 \right)$$

Momento estabilizante devido ao encastramento do maciço no solo:

$$M_{e1} = \frac{b \times h_0^3}{36} \times C_0 \times tg\alpha$$

Momento estabilizante devido à reacção do terreno na base do terreno:

$$M_{e2} = P \times \left(\frac{a}{2} - 0,47 \times \sqrt{\frac{P}{b \times C_0 \times 0,01}} \right)$$

em que:

C_0 – Coeficiente de compressibilidade à profundidade h_0 ;

P – Peso total do apoio, do maciço, e dos restantes equipamentos;

De salientar que o momento derrubante, segundo o método de Sulzberger, é calculado em relação a um ponto situado à profundidade de $2/3 h_0$ e à distância de $1/4 a$ medida a partir do lado para onde se exerce a força F . A partir dos valores de C_{2m} (coeficiente de compressibilidade à profundidade de 2,0m) indicados no Quadro n.º 5.1 do RSLEAT [11], foi retirada a expressão de C_0

$$C_0 = \frac{C_{2m}}{2} h_0$$

Nas fundações relativamente profundas o efeito de encastramento é preponderante, desta forma o momento M_{e1} é mais significativo. Nas fundações pouco profundas, verifica-se que M_{e2} , como seria de esperar, constitui a parcela mais significativa do momento estabilizante.

No caso de fundações superficiais, o factor de segurança deve ser, de pelo menos 1,5 e, à medida que o momento de encastramento vai sendo cada vez mais relevante, o factor de segurança pode ser reduzido [13], tal como é indicado na Ilustração 4.19.

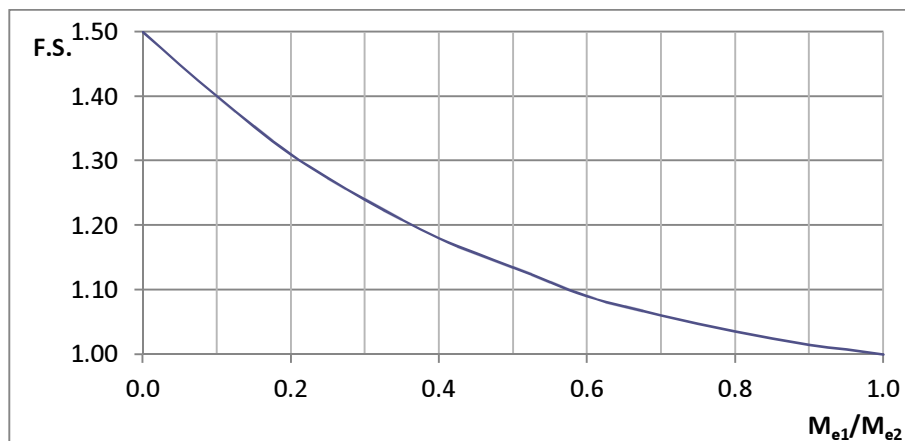


ILUSTRAÇÃO 4.19: FACTOR SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO DO MACIÇO DE FNDUÇÃO EM FUNÇÃO DE M_{E1}/M_{E2} .

4.5.4 Estados Limites Utilização (ELS)

Os ELS estão associados à ocorrência de determinadas combinações de acções durante uma determinada fracção do período de vida da estrutura. Para durações de poucas horas na vida da estrutura o ELS designa-se por muito curta duração. Aos ELS de curta duração atribuem-se durações da ordem dos 5% do período de vida da estrutura e para valores de aproximadamente metade do período de vida correspondem os ELS de longa duração.

No caso das torres de telecomunicações, está em causa a deformação da estrutura que comprometa a eficácia na transmissão das antenas. A segurança é verificada para os ELS de curta duração, pois pretende-se que as deformações da estrutura não condicionem a transmissão durante a maioria do período de vida da estrutura.

Em geral, definem-se os ELS das torres de telecomunicações como as deformações da estrutura que conduzam a perdas de, no máximo, 3,0dB na antena em posição mais desfavorável. Embora dependa dos modelos de antenas instalados, de uma forma genérica o limite de perdas de uma antena corresponde a deformações angulares por flexão ou torção de 1,0 grau, para antenas de painel, e de 0,5 grau para antenas parabólicas.

De acordo com os requisitos do cliente, as deformações angulares por flexão ou torção não deverão exceder 3,0 graus no topo da torre e 1,0 graus a dois terços da altura. Como o primeiro critério é mais exigente, adoptaram-se esses limites nos cálculos efectuados.

4.6 Análise Estrutural

4.6.1 Considerações iniciais

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos cálculos enunciados nos capítulos anteriores. São apresentados os esforços, tensões e deformações actuantes e de cálculo para as diferentes acções e nas diferentes secções condicionantes da torre, ou seja, nas ligações entre os seus troços, e na ligação entre a torre e a fundação.

4.6.2 Resultado para cada acção

4.6.2.1 Imperfeições

De modo a contabilizar os esforços nas secções críticas, determinaram-se os deslocamentos ao nível do topo da torre e das flanges. Na Tabela 4.20 são indicados os valores destes deslocamentos, determinados de acordo com o EC3 parte 3-2.

TABELA 4.20: DESLOCAMENTOS NO TOPO E NAS SECÇÕES DE LIGAÇÃO DA TORRE DEVIDO ÀS IMPERFEIÇÕES.

Troço	Cota (m)	δk , imperfeições (m)
Topo de torre	30,0	0,10
Ligação entre troço 3 e 4	22,5	0,08
Ligação entre troço 2 e 3	15,0	0,06
Ligação entre troço 1 e 2	7,5	0,04

4.6.2.2 Variação da temperatura

A acção das variações de temperatura tem especial interesse na verificação da segurança aos ELS, uma vez que os esforços a que a estrutura fica sujeita devido a esta acção são desprezáveis. Assim, apresentam-se os valores característicos das deformações ao longo da torre devidos à acção das variações de temperatura na Tabela 4.20.

TABELA 4.21: DESLOCAMENTO E ROTAÇÃO CARACTERÍSTICOS DEVIDO À ACÇÃO DAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA.

Ponto	cota (m)	L (m)	D (mm)	y (mm)	θ (rad)	Δ (mm)	y + Δ (mm)	d (mm)
1	30.0	1.0	380	4.61E-01	9.21E-04	9.21E-01	1.38	248
2	29.0	1.0	397	4.41E-01	8.82E-04	1.76E+00	2.21	247
3	28.0	1.0	414	4.23E-01	8.46E-04	2.54E+00	2.96	244
4	27.0	1.0	430	4.07E-01	8.13E-04	3.25E+00	3.66	241
5	26.0	1.0	447	3.91E-01	7.83E-04	3.91E+00	4.30	238
6	25.0	1.0	464	3.77E-01	7.54E-04	4.53E+00	4.90	233
7	24.0	1.0	481	3.64E-01	7.28E-04	5.10E+00	5.46	229
8	23.0	1.0	498	3.52E-01	7.03E-04	5.63E+00	5.98	223
9	22.0	1.0	514	3.40E-01	6.80E-04	6.12E+00	6.46	217
10	21.0	1.0	531	3.29E-01	6.59E-04	6.59E+00	6.92	211
11	20.0	1.0	548	3.19E-01	6.39E-04	7.03E+00	7.34	204
12	19.0	1.0	565	3.10E-01	6.20E-04	7.44E+00	7.75	196
13	18.0	1.0	582	3.01E-01	6.02E-04	7.82E+00	8.12	189
14	17.0	1.0	598	2.92E-01	5.85E-04	8.19E+00	8.48	180
15	16.0	1.0	615	2.84E-01	5.69E-04	8.53E+00	8.82	172
16	15.0	1.0	632	2.77E-01	5.54E-04	8.86E+00	9.14	163
17	14.0	1.0	649	2.70E-01	5.39E-04	9.17E+00	9.44	154
18	13.0	1.0	666	2.63E-01	5.26E-04	9.47E+00	9.73	145
19	12.0	1.0	682	2.56E-01	5.13E-04	9.75E+00	10.00	135
20	11.0	1.0	699	2.50E-01	5.01E-04	1.00E+01	10.26	125
21	10.0	1.0	716	2.44E-01	4.89E-04	1.03E+01	10.51	115
22	9.0	1.0	733	2.39E-01	4.78E-04	1.05E+01	10.75	104
23	8.0	1.0	750	2.33E-01	4.67E-04	1.07E+01	10.97	93
24	7.0	1.0	766	2.28E-01	4.57E-04	1.10E+01	11.19	82

TABELA 4.21: DESLOCAMENTO E ROTAÇÃO CARACTERÍSTICOS DEVIDO À ACÇÃO DAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA (CONTINUAÇÃO).

Ponto	cota (m)	L (m)	D (mm)	y (mm)	θ (rad)	Δ (mm)	y + Δ (mm)	d (mm)
25	6.0	1.0	783	2.23E-01	4.47E-04	1.12E+01	11.40	71
26	5.0	1.0	800	2.19E-01	4.38E-04	1.14E+01	11.59	60
27	4.0	1.0	817	2.14E-01	4.29E-04	1.16E+01	11.78	48
28	3.0	1.0	834	2.10E-01	4.20E-04	1.18E+01	11.97	36
29	2.0	1.0	850	2.06E-01	4.12E-04	1.19E+01	12.14	24
30	1.0	1.0	867	2.02E-01	4.04E-04	1.21E+01	12.31	12
31	0.0	0.0	884	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0

com :

L (m) : Comprimento do troço de torre em estudo.

D (mm) : Diâmetro do troço de tubo da torre em estudo.

$$\alpha (K^{-1}) = 1 \times 10^{-5}$$

$$T_2 - T_1 (K) = 35$$

$$y_i \text{ (mm)} : = \delta_i = \frac{1}{2} \frac{T_2 - T_1}{h_i} \alpha L_i^2$$

$$\theta_i \text{ (rad)} : \alpha \frac{T_2 - T_1}{h_i} \alpha L_i$$

$$\Delta_{1-i} \text{ (mm)} : \theta_i \sum_{j=1}^{i-1} L_j$$

$$d \text{ (mm)} = \sum_{i=k}^n \Delta_{1-i} + y_i$$

4.6.2.3 Peso próprio

Na Tabela 4.22 indicam-se os esforços axiais ao nível das secções críticas de cálculo da torre. Estes esforços são devidos ao peso próprio da torre, dos seus acessórios e dos equipamentos nela instalados.

TABELA 4.22: ESFORÇOS DEVIDOS AO PESO PRÓPRIO NAS SECÇÕES DE LIGAÇÃO DOS TROÇOS DA TORRE.

h (m)	N (kN)
22,5	7,64
15,0	14,21
7,5	24,61
0,0	36,84

4.6.2.4 Acção do vento

De acordo com as considerações anteriores, foram aplicadas as forças na estrutura relativamente à acção do vento segundo as duas direcções analisadas. Determinaram-se também os esforços nas secções condicionantes, em especial ao nível das uniões e ao nível da base. Apresentam-se na Tabela 4.23 e na Tabela 4.24 os esforços característicos devidos à acção do vento na direcção 1 e na direcção 2, respectivamente.

TABELA 4.23: ESFORÇOS DEVIDOS AO VENTO NAS SECÇÕES DE LIGAÇÃO DOS TROÇOS DA TORRE – DIRECÇÃO 1.

Ligação (m)	Esforço	Torre	Plataformas	Escada	Cabos	Antenas	Interfaces	Total
22,5	F _k (kN)	3,34	1,58	0,00	1,77	1,50	0,07	8,27
	M _k (kN.m)	11,34	11,08	0,00	6,36	10,50	0,48	39,76
15	F _k (kN)	6,76	1,58	0,00	3,19	1,50	0,07	13,10
	M _k (kN.m)	48,05	22,95	0,00	24,65	21,75	0,99	118,39
7,5	F _k (kN)	10,97	1,58	0,00	4,62	1,50	0,07	18,74
	M _k (kN.m)	113,41	34,82	0,00	53,73	33,00	1,50	236,47
0	F _k (kN)	15,17	1,58	0,00	5,82	1,50	0,07	24,14
	M _k (kN.m)	209,89	46,70	0,00	92,55	44,26	2,01	395,40

TABELA 4.24: ESFORÇOS DEVIDOS AO VENTO NAS SECÇÕES DE LIGAÇÃO DOS TROÇOS DA TORRE – DIRECÇÃO 2.

Ligação (m)	Esforço	Torre	Plataformas	Escada	Cabos	Antenas	Interfaces	Total
22,5	F _k (kN)	3,34	1,58	1,78	1,44	1,50	0,07	9,72
	M _k (kN.m)	11,34	11,08	6,39	5,29	10,50	0,48	45,08
15	F _k (kN)	6,76	1,58	3,20	2,14	1,50	0,07	15,25
	M _k (kN.m)	48,05	22,95	24,76	18,59	21,75	0,99	137,09
7,5	F _k (kN)	10,97	1,58	4,64	2,58	1,50	0,07	21,34
	M _k (kN.m)	113,41	34,82	53,97	36,32	33,00	1,50	273,02
0	F _k (kN)	15,17	1,58	5,85	2,58	1,50	0,07	26,75
	M _k (kN.m)	209,89	46,70	92,95	55,68	44,26	2,01	451,48

Os valores característicos da rotação e do deslocamento ao longo da torre devidos à acção do vento apresentam-se na para a direcção 1 na Tabela 4.24 e na Tabela 4.25 para a direcção 2.

TABELA 4.25: DEFORMAÇÕES CARACTERÍSTICAS DEVIDOS À ACÇÃO DO VENTO – DIRECÇÃO 1.

Ponto	cota (m)	d (mm)	e (mm)	F (kN)	Q (kN)	M (kN.m)	y (m)	θ (rad)	Δ (m)	y + Δ (m)	d (m)
1	30.0	380	6	3.758	0.000	0.00	1.8E-05	2.4E-05	2.4E-05	4.2E-05	0.395
2	29.0	397	6	0.617	3.758	1.88	7.7E-05	1.3E-04	2.0E-04	2.7E-04	0.395
3	28.0	414	6	0.627	4.375	5.95	1.3E-04	2.5E-04	6.1E-04	7.5E-04	0.394
4	27.0	430	6	0.636	5.001	10.63	1.9E-04	3.5E-04	1.2E-03	1.4E-03	0.394
5	26.0	447	6	0.645	5.638	15.95	2.3E-04	4.4E-04	2.0E-03	2.2E-03	0.392
6	25.0	464	6	0.654	6.283	21.91	2.8E-04	5.3E-04	2.9E-03	3.2E-03	0.390
7	24.0	481	6	0.662	6.937	28.52	3.1E-04	6.1E-04	3.9E-03	4.3E-03	0.387
8	23.0	498	6	0.669	7.598	35.79	3.5E-04	6.8E-04	5.1E-03	5.4E-03	0.383
9	22.0	514	6	0.676	8.268	43.72	3.8E-04	7.4E-04	6.3E-03	6.7E-03	0.377
10	21.0	531	6	0.682	8.943	52.33	4.1E-04	7.9E-04	7.5E-03	7.9E-03	0.370
11	20.0	548	6	0.687	9.625	61.61	4.3E-04	8.4E-04	8.9E-03	9.3E-03	0.363
12	19.0	565	6	0.692	10.313	71.58	4.6E-04	8.9E-04	1.0E-02	1.1E-02	0.353
13	18.0	582	6	0.696	11.005	82.24	4.8E-04	9.3E-04	1.2E-02	1.2E-02	0.343
14	17.0	598	6	0.699	11.701	93.59	4.9E-04	9.7E-04	1.3E-02	1.4E-02	0.330
15	16.0	615	6	0.701	12.400	105.64	5.1E-04	1.0E-03	1.5E-02	1.5E-02	0.317
16	15.0	632	8	0.703	13.101	118.39	4.0E-04	7.8E-04	1.2E-02	1.2E-02	0.302
17	14.0	649	8	0.703	13.804	131.85	4.1E-04	8.0E-04	1.3E-02	1.4E-02	0.289
18	13.0	666	8	0.702	14.507	146.00	4.2E-04	8.2E-04	1.4E-02	1.5E-02	0.276
19	12.0	682	8	0.699	15.208	160.86	4.2E-04	8.3E-04	1.5E-02	1.6E-02	0.261
20	11.0	699	8	0.695	15.907	176.42	4.3E-04	8.5E-04	1.7E-02	1.7E-02	0.245
21	10.0	716	8	0.699	16.603	192.67	4.4E-04	8.6E-04	1.8E-02	1.8E-02	0.228
22	9.0	733	8	0.711	17.302	209.63	4.4E-04	8.7E-04	1.9E-02	1.9E-02	0.210
23	8.0	750	8	0.724	18.013	227.28	4.4E-04	8.8E-04	2.0E-02	2.0E-02	0.191
24	7.0	766	8	0.736	18.737	245.66	4.5E-04	8.9E-04	2.1E-02	2.1E-02	0.171
25	6.0	783	8	0.748	19.473	264.76	4.5E-04	8.9E-04	2.2E-02	2.2E-02	0.150
26	5.0	800	8	0.760	20.221	284.61	4.5E-04	9.0E-04	2.3E-02	2.3E-02	0.127
27	4.0	817	8	0.772	20.981	305.21	4.6E-04	9.0E-04	2.4E-02	2.4E-02	0.104
28	3.0	834	8	0.785	21.753	326.58	4.6E-04	9.1E-04	2.5E-02	2.5E-02	0.079
29	2.0	850	8	0.797	22.538	348.72	4.6E-04	9.1E-04	2.6E-02	2.6E-02	0.054
30	1.0	867	8	0.809	23.335	371.66	4.6E-04	9.2E-04	2.7E-02	2.7E-02	0.027
31	0.0	884	8	0.000	24.144	395.40	0.0E+0	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.000

TABELA 4.26: DEFORMAÇÕES CARACTERÍSTICAS DEVIDOS À ACÇÃO DO VENTO – DIRECÇÃO 2.

Ponto	cota (m)	d (mm)	e (mm)	F (kN)	Q (kN)	M (kN.m)	y (m)	θ (rad)	Δ (m)	$y + \Delta$ (m)	d (m)
1	30.0	380	6	3.950	0.000	0.00	1.9E-05	2.5E-05	2.5E-05	4.4E-05	0.454
2	29.0	397	6	0.808	3.950	1.98	8.1E-05	1.4E-04	2.1E-04	2.9E-04	0.454
3	28.0	414	6	0.816	4.758	6.33	1.4E-04	2.6E-04	6.6E-04	8.0E-04	0.454
4	27.0	430	6	0.823	5.573	11.49	2.0E-04	3.8E-04	1.3E-03	1.5E-03	0.453
5	26.0	447	6	0.830	6.397	17.48	2.6E-04	4.9E-04	2.2E-03	2.5E-03	0.451
6	25.0	464	6	0.837	7.227	24.29	3.1E-04	5.9E-04	3.2E-03	3.6E-03	0.449
7	24.0	481	6	0.843	8.063	31.94	3.5E-04	6.8E-04	4.4E-03	4.8E-03	0.445
8	23.0	498	6	0.812	8.906	40.42	4.0E-04	7.7E-04	5.7E-03	6.1E-03	0.441
9	22.0	514	6	0.782	9.718	49.73	4.3E-04	8.4E-04	7.2E-03	7.6E-03	0.434
10	21.0	531	6	0.787	10.501	59.84	4.7E-04	9.1E-04	8.6E-03	9.1E-03	0.427
11	20.0	548	6	0.791	11.288	70.74	5.0E-04	9.7E-04	1.0E-02	1.1E-02	0.418
12	19.0	565	6	0.794	12.078	82.42	5.3E-04	1.0E-03	1.2E-02	1.2E-02	0.407
13	18.0	582	6	0.797	12.873	94.90	5.5E-04	1.1E-03	1.3E-02	1.4E-02	0.395
14	17.0	598	6	0.798	13.669	108.17	5.7E-04	1.1E-03	1.5E-02	1.6E-02	0.381
15	16.0	615	6	0.783	14.467	122.23	5.9E-04	1.2E-03	1.7E-02	1.7E-02	0.365
16	15.0	632	8	0.767	15.250	137.09	4.6E-04	9.0E-04	1.4E-02	1.4E-02	0.348
17	14.0	649	8	0.766	16.017	152.73	4.7E-04	9.3E-04	1.5E-02	1.6E-02	0.333
18	13.0	666	8	0.763	16.782	169.13	4.8E-04	9.5E-04	1.7E-02	1.7E-02	0.317
19	12.0	682	8	0.760	17.546	186.29	4.9E-04	9.6E-04	1.8E-02	1.8E-02	0.300
20	11.0	699	8	0.754	18.305	204.22	5.0E-04	9.8E-04	1.9E-02	2.0E-02	0.282
21	10.0	716	8	0.757	19.060	222.90	5.0E-04	9.9E-04	2.0E-02	2.1E-02	0.263
22	9.0	733	8	0.770	19.817	242.34	5.1E-04	1.0E-03	2.2E-02	2.2E-02	0.242
23	8.0	750	8	0.753	20.586	262.54	5.1E-04	1.0E-03	2.3E-02	2.3E-02	0.220
24	7.0	766	8	0.737	21.339	283.50	5.2E-04	1.0E-03	2.4E-02	2.5E-02	0.196
25	6.0	783	8	0.749	22.076	305.21	5.2E-04	1.0E-03	2.5E-02	2.6E-02	0.172
26	5.0	800	8	0.761	22.825	327.66	5.2E-04	1.0E-03	2.6E-02	2.7E-02	0.146
27	4.0	817	8	0.773	23.586	350.86	5.3E-04	1.0E-03	2.8E-02	2.8E-02	0.119
28	3.0	834	8	0.785	24.359	374.84	5.3E-04	1.0E-03	2.9E-02	2.9E-02	0.091
29	2.0	850	8	0.798	25.144	399.59	5.3E-04	1.0E-03	3.0E-02	3.0E-02	0.062
30	1.0	867	8	0.810	25.942	425.13	5.3E-04	1.0E-03	3.1E-02	3.1E-02	0.031
31	0.0	884	8	0.000	26.752	451.48	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.000

com :

$$y_i \text{ (m)} : \frac{L_i^2}{EI_i} \left[\frac{W_i L_i}{8} + \frac{Q_i L_i}{3} + \frac{M_i}{2} \right]$$

$$\theta_i \text{ (rad)} : \frac{(w+3Q)L^2+6ML}{6EI}$$

$$\Delta_{1-i} \text{ (m)} : \frac{(L_1+L_2+\dots+L_{i-1})}{EI_i} \left[\frac{W_i L_i}{6} + \frac{Q_i L_i}{2} + M_i \right]$$

$$d \text{ (mm)} = \sum_{i=k}^n \Delta_{1-i} + y_i$$

4.6.3 Combinação de acções

4.6.3.1 Estados Limite Últimos

É através das combinações de acções, que são determinados os esforços actuantes de cálculo e as decorrentes tensões actuantes de cálculo nas secções condicionantes da torre, ou seja, nas secções de ligação entre troços.

Para a verificação dos ELU deve ser considerado efeito favorável ou desfavorável do esforço axial que é devido ao peso próprio da torre. Assim, para verificação dos ELU dos troços da torre (Tabela 4.29) na determinação do esforço axial actuante de cálculo (Nsd), o esforço axial característico (N_k) é majorado, enquanto para verificação dos ELU das flanges, chapas, cutelos e parafusos (Tabela 4.30) não é.

O Momento M'_k , é resultante da interacção dos deslocamentos impostos (Tabela 4.27) na torre devido à combinação de acções da temperatura e das imperfeições iniciais, de acordo com o indicado na Tabela 4.28. $q_{w,max}$, é referente à pressão máxima do vento, obtido de acordo com o preconizado na secção D.1.2.3 do EC3 parte 1-6 [7].

Na sequência dos resultados obtidos para os esforços actuantes de cálculo nas secções de ligação entre troços na torre, foram também determinados as tensões meridionais e circunferenciais de cálculo na casca estrutural de acordo com o EC3 parte 1-6 [7], para efeitos de verificação aos ELU de encurvadura. Na verificação dos ELU de plastificação, obteve-se a tensão equivalente de comparação ($\sigma_{eq,Ed}$) de acordo com o critério de *von Mises*.(Tabela 4.29).

TABELA 4.27: DESLOCAMENTOS IMPOSTOS PELAS COMBINAÇÃO DE ACÇÃO DA TEMPERATURA E IMPERFEIÇÕES INICIAIS.

h (m)	$\delta_{k,imp}$ (m)	$\delta_{k,temp}$ (m)	$\Psi_{0,temp}$	δ_k (m)
30.0	0.10	0.25	0.6	0.25
22.5	0.08	0.22	0.6	0.21
15.0	0.06	0.16	0.6	0.16
7.5	0.04	0.09	0.6	0.10

com:

$\delta_{k,imp}$: deslocamento característico resultante da acção das imperfeições iniciais.

$\delta_{k,temp}$: deslocamento característico resultante da acção da temperatura

$\delta_k = \delta_{k,imp} + (\psi/0,temp) \delta_{k,temp}$, deslocamento resultante da combinação de acções.

TABELA 4.28: MOMENTO CARACTERÍSTICO RESULTANTE DOS DESLOCAMENTOS IMPOSTOS.

Cota ligação (m)	N_k (kN)	M_k (kN.m)	M'_k (kN.m)
22,5	7.64	45.08	46.96
15,0	14.21	137.09	140.14
7,5	24.61	273.02	276.97
0,0	36.84	451.48	455.07

com:

N_k : Esforço axial característico.

M_k : Momento característico resultante da acção do vento.

$M'_k = \delta_k * N_k + M_k$, momento característico resultante da interação entre o deslocamento resultante da combinação de acções (δ_k) e M_k .

TABELA 4.29: ESFORÇOS E TENSÕES ACTUANTES DE CÁLCULO NAS SECÇÕES DE LIGAÇÃO ENTRE TROÇOS DA TORRE.

Cota ligação (m)	$q_{w,max}$ (kN/m ²)	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kN.m)	M'_{sd} (kN.m)	$\sigma_{XE,N}$ (Mpa)	$\sigma_{XE,M}$ (Mpa)	$\sigma_{X,Ed}$ (Mpa)	k_w	q_{eq} (kN/m ²)	$\sigma_{0,Ed}$ (MPa)
22,5	1.62	11.47	14.58	67.62	70.44	1.20	58.39	59.59	0.65	1.06	0.04
15,0	1.51	21.31	22.88	205.64	210.21	1.79	111.68	113.47	0.65	0.98	0.05
7,5	1.35	36.92	32.01	409.53	415.45	1.94	115.08	117.02	0.65	0.88	0.04
0,0	1.21	55.26	40.13	677.22	682.61	2.49	139.02	141.51	0.65	0.79	0.04

com:

$$\sigma_{XE,N} \text{ (MPa)} = \frac{N_{sd} * 1000}{2\pi r t}$$

$$\sigma_{XE,M} \text{ (MPa)} = \frac{M'_{sd} * 1000^2}{t * \pi * r^2}$$

$$\sigma_{X,Ed} \text{ (MPa)} = \sigma_{XE,N} + \sigma_{XE,M}$$

$$\sigma_{0,Ed} \text{ (MPa)} = \frac{q_{eq} \cdot r}{1000}$$

TABELA 4.30: ESFORÇOS DE CÁLCULO PARA OS ELU DAS FLANGENS, CHAPAS E PARAFUSOS.

Cota ligação (m)	N_{sd} (kN)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kN/m)	$F_{p,Cd}$ (kN)	$M_{p,Cd}$ (N.m)	$F_{T,Sd}$ (kN)	$F_{V,Sd}$ (kN)
22,5	7.64	14.58	70.44	62.36	224.51	20.06	0.61
15,0	14.21	22.88	210.21	142.80	771.12	48.62	0.95
7,5	24.61	32.01	415.45	176.65	1049.33	80.63	1.33
0,0	36.84	40.13	682.61	207.96	1347.60	115.27	1.67

De forma a comprovar e validar os resultados obtidos para os esforços actuantes de cálculo pelo método analítico, recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000. Nesse sentido, utilizando as combinações de acções já escalpelizadas e consideradas verosímeis para a estrutura em análise, obtiveram-se assim os esforços Nsd, Vsd e Msd para este método de cálculo, cujos valores são os indicados nos diagramas de esforços representados na Ilustração 4.21 e na tabela 4.31.

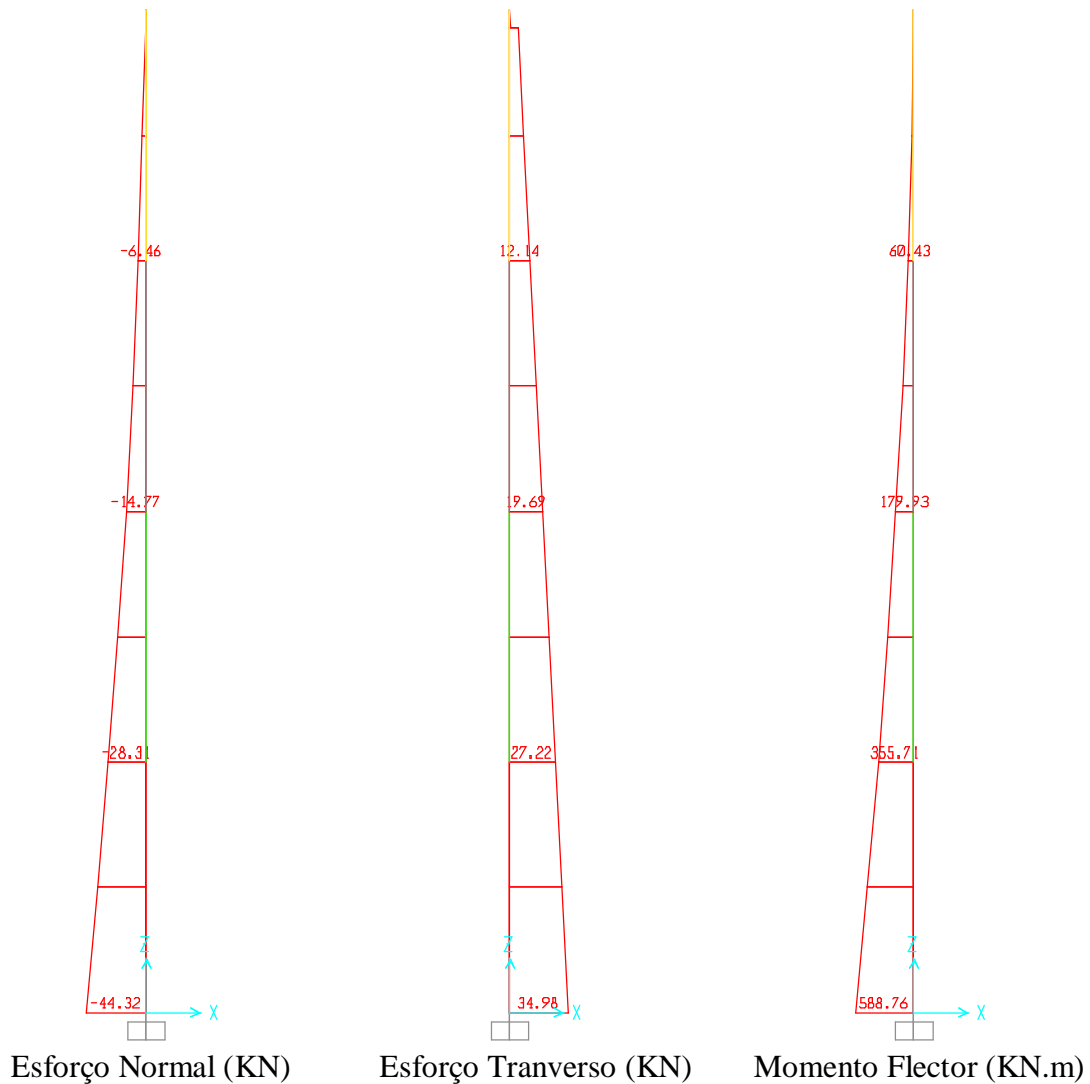


ILUSTRAÇÃO 4.20: DIAGRAMA DE ESFORÇOS OBTIDOS NO SAP2000³.

³ pela combinação de acções $S_d = 1.5 S_{Gk} + 1.5 S_{Wk}$

TABELA 4.31: ESFORÇOS OBTIDOS PARA A VERIFICAÇÃO DOS ELU PELO SAP2000⁴.

Cota ligação (m)	Secção	L (m)	f_y (kPa)	E (GPa)	N_{sd} (kN)	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)
22,5	POL380x506	7,5	275	200	-6,5	60,4	12,1
15,0	POL506x632	7,5	275	200	-14,8	179,9	19,7
7,5	POL632x758	7,5	275	200	-28,3	355,7	27,2
0,0	POL758x884	7,5	275	200	-44,3	599,8	35,0

Pelo que se poderá observar dos resultados obtidos pelo método numérico (SAP2000), dada a semelhança com os esforços actuantes de cálculo obtidos pelo método analítico, podemos assim validar estes últimos.

Na verificação dos ELU da fundação, os esforços de cálculo têm em consideração o peso da fundação. No método de Sulzberger não se usa o conceito de esforços de cálculo, mas o de factor de segurança, conforme indicado anteriormente. Desta forma, não se apresentam os esforços de cálculo pois eles baseiam-se nos esforços característicos indicados anteriormente.

4.6.3.2 Estados Limite de Utilização

Na verificação dos ELS, e tal como referido no ponto 4.4, tiveram-se em consideração duas combinações: combinação frequente, tendo como acção base o vento; e combinação frequente tendo como acção base as variações da temperatura. Nessa sequência, foram obtidos os resultados de acordo com a Tabela 4.32.

TABELA 4.32: DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES NO TOPO DA TORRE PARA AS COMBINAÇÕES DE ACÇÕES FREQUENTES TENDO COMO ACÇÃO DE BASE O VENTO E A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA.

Acção de base	Rotação θ_k (graus)	Deslocamento δ_k (m)
Vento	0,60	0,165
Variações de temperatura	0,51	0,124

Utilizando as combinações de acções frequentes, tendo como acção de base o vento, a mais desfavorável, recorreu-se novamente ao SAP2000 (Tabela 4.33) de forma a aferir e validar pelo método numérico, dos resultados anteriormente obtidos pelo método analítico.

TABELA 4.33: DEFORMAÇÕES DA ESTRUTURA PARA OS ELS (SAP2000).

Nó	Deslocamento δ (mm)	Rotação θ (°)
1	0	0,00
2	10	0,15
3	38	0,28
4	85	0,42
5	146	0,48

⁴ pela combinação de acções $S_d = 1.5 S_{Gk} + 1.5 S_{Wk}$

Conforme poderá ser observado pela Tabela 4.33, os resultados encontrados, tanto para o deslocamento como para a rotação no topo da torre, são bastante aproximados aos encontrados pelo método analítico, validando assim os mesmos.

4.6.4 Verificação da segurança

4.6.4.1 Estados limites últimos

4.6.4.1.1 Estrutura da torre

Após a determinação dos esforços e tensões actuantes na estrutura em estudo, há que verificar, nas secções condicionantes, os respectivos esforços e tensões resistentes, de forma a aferir a sua resistência.

A Tabela 4.34 indica a verificação da segurança para os esforços actuantes de cálculo nas referidas secções condicionantes, que conforme de poderá comprovar na mesma, a segurança da estrutura está assegurada neste contexto.

TABELA 4.34: VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PARA OS ESFORÇOS ACTUANTES DE CÁLCULO NAS SECÇÕES CONDICIONANTES DA TORRE

Cota ligação (m)	N_{Sd} (kN)	V_{Sd} (kN)	M'_{Sd} (kN.m)	N_{Rd} (kN)	V_{Rd} (kN)	M_{Rd} (kN.m)	N_{Sd}/N_{Rd}	V_{Sd}/V_{Rd}	M_{Sd}/M_{Rd}	Interacção
22,5	11.47	14.58	70.44	3041.6	1117.96	375.7	0.38%	1.30%	18.75%	20.43%
15,0	21.31	22.88	210.21	3808.1	1399.69	590.4	0.56%	1.63%	35.61%	37.80%
7,5	36.92	32.01	415.45	6083.3	2235.92	1128.7	0.61%	1.43%	36.81%	38.85%
0,0	55.26	40.13	682.61	7105.3	2611.55	1542.1	0.78%	1.54%	44.26%	46.58%

Na Tabela 4.35 e na Tabela 4.36, são apresentados os valores para as tensões meridionais e circunferências de resistência respectivamente, de acordo com o EC3 Parte 1-6 [7].

TABELA 4.35: EUROCÓDIGO 3 - PARTE 1-6 (TENSÃO MERIDIONAL RESISTENTE).

Cota ligação (m)	ω	$\frac{C_x}{N}$	C_x	$\sigma_{x,Rcr}$ (MPa)	Δw_K	α_x	λ_{x0}	β	η	λ_x	λ_p	χ	$\sigma_{x,Rd}$ (MPa)
22,5	192.50	0.6	0.99	2988.73	2.44	0.41	0.30	0.60	1.00	0.34	1.01	0.96	309.94
15,0	172.24	0.6	0.99	2397.13	2.72	0.38	0.30	0.60	1.00	0.38	0.98	0.92	298.11
7,5	136.21	0.6	0.99	2664.03	3.44	0.40	0.30	0.60	1.00	0.37	0.99	0.94	304.07
0,0	126.13	0.6	0.99	2283.38	3.72	0.38	0.30	0.60	1.00	0.39	0.97	0.91	295.10

TABELA 4.36: EUROCÓDIGO 3 - PARTE 1-6 (TENSÃO CIRCUNFERENCIAL RESISTENTE).

Cota ligação (m)	ω	C_{θ}	$C_{\theta S}$	ω / C_{θ}	$\sigma_{\theta, Rcr}$ (MPa)	α_{θ}	$\lambda_{\theta 0}$	β	η	λ_{θ}	λ_p	χ	$\sigma_{\theta, Rd}$ (MPa)
22,5	192.50	1.0	1.002	192.50	33.03	0.50	0.40	0.60	1.00	3.28	1.12	0.05	15.01
15,0	172.24	1.0	1.003	172.24	22.16	0.50	0.40	0.60	1.00	4.00	1.12	0.03	10.07
7,5	136.21	1.0	1.004	136.21	28.51	0.50	0.40	0.60	1.00	3.53	1.12	0.04	12.96
0,0	126.13	2.0	1.004	63.06	55.45	0.50	0.40	0.60	1.00	2.53	1.12	0.08	25.20

Tal como afirmado no ponto 4.6.3.1, para efeitos de verificação aos ELU de plastificação dos troços na torre, foram determinadas, de acordo com o EC3 parte 1-6 [7], a tensão equivalente de comparação ($\sigma_{eq,Ed}$) de acordo com o critério de *von Mises* e a correspondente ($\sigma_{eq,Rd}$), cujos resultados são apresentados na Tabela 4.37.

TABELA 4.37: ELU DE PLASTIFICAÇÃO DOS TROÇOS DA TORRE.

Cota ligação (m)	$\sigma_{eq,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Ed}/\sigma_{eq,Rd}$
22,5	59.6	322,73	18.46%
15,0	113.4	322,73	35.15%
7,5	117.0	322,73	36.25%
0,0	141.5	322,73	43.84%

com:

$$\sigma_{eq,Ed} \text{ (MPa)} = \sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + (\sigma_{\theta,Ed})^2 - \sigma_{x,Ed} \times \sigma_{\theta,Ed}}$$

$$\sigma_{eq,Rd} \text{ (MPa)} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Na Tabela 4.38, indicam-se os valores das tensões meridionais e circunferenciais, actuantes e resistentes, para cada uma das secções de ligação dos troços da torre, fazendo-se a verificação do ELU de encurvadura da casca estrutural. De salientar que os valores indicados na coluna designada “interacção” têm em consideração a interacção entre as tensões meridionais e circunferenciais.

TABELA 4.38: ELU DE ENCURVADURA DOS TROÇOS DA TORRE.

Cota ligação (m)	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{x,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{x,Ed}/\sigma_{x,Rd}$	$\sigma_{\theta,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{\theta,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{\theta,Ed}/\sigma_{\theta,Rd}$	K_x	K_0	K_i	Factor Interacção
22,5	59.59	310.03	19.22%	0.04	15.01	0.30%	1.97	1.28	0.00	0.04
15,0	113.47	298.20	38.05%	0.05	10.07	0.51%	1.94	1.27	0.00	0.15
7,5	117.02	304.18	38.47%	0.04	12.96	0.32%	1.96	1.28	0.00	0.15
0,0	141.51	295.21	47.94%	0.04	25.20	0.17%	1.94	1.31	0.01	0.24

com:

$$\text{Factor de interacção} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} \leq 1$$

4.6.4.1.2 Ligações

Na Tabela 4.39 são apresentadas as características mecânicas das flanges e dos parafusos nas ligações, e na Tabela 4.40 e na Tabela 4.41 faz-se a verificação da segurança aos ELU. Para cada ligação verificou-se, respectivamente, o esforço de tracção nos parafusos, o efeito de punçoamento da chapa da flange, o esforço de corte nos parafusos e a espessura das flanges de acordo com o preconizado por Young [15]. A verificação fez-se em termos do quociente entre o valor de cálculo e o valor resistente, sendo que, para garantir a segurança, este factor não poderá ser superior a 1,0.

TABELA 4.39: CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS FLANGES E PARAFUSOS.

Cota ligação (m)	ϕ_{paraf} (mm)	n.º paraf.	Para-fuso	Aço	d_0 (mm)	d_m (mm)	d_{nom} (mm)	A_s (cm ²)	f_{ub} (MPa)	Espessura flange (mm)	Aço
22,5	576	24	M20	cl 8.8	22	30	20	2.45	800	16	S355
15,0	712	24	M30	cl 8.8	33	46	30	5.61	800	20	S355
7,5	848	24	M33	cl 8.8	36	50	33	6.94	800	25	S355
0,0	974	24	M36	cl 8.8	39	55	36	8.17	800	25	S355

TABELA 4.40: VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS PARAFUSOS NAS LIGAÇÕES.

Cota ligação (m)	$F_{T,Sd}$ (kN)	$F_{V,Sd}$ (kN)	$F_{T,Rd}$ (kN)	$F_{V,Rd}$ (kN)	$B_{p,Rd}$ (kN)	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd}$	$F_{T,Ed} / B_{p,Rd}$	$F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	interacção F_V, F_T
22,5	20.06	0.61	141.12	78.40	369.15	0.58	0.22	0.01	0.42
15,0	48.62	0.95	323.14	179.52	707.54	0.59	0.27	0.01	0.43
7,5	80.63	1.33	399.74	222.08	961.33	0.64	0.27	0.01	0.47
0,0	115.27	1.67	470.59	261.44	1057.46	0.69	0.31	0.01	0.50

TABELA 4.41: VERIFICAÇÃO DA ESPESSURA DAS FLANGES NAS LIGAÇÕES.

W (kN)	$t_{\text{min,flange}}$ (mm)	t_{flange} (mm)	$t_{\text{min,flange}}/t_{\text{flange}}$
129.9	7	16	0,45
309.5	10	20	0,56
514.5	13	25	0,57
737.7	16	25	0,69

4.6.4.1.3 Fundação

De acordo com o método já anteriormente enunciado, determinou-se o factor de segurança mínimo dado pela relação M_{e1}/M_{e2} e comparou-se com o factor de segurança obtido pelo quociente entre o momento estabilizante com o momento instabilizante. No entanto, para efeitos de cálculo e de forma conservativa, considerou-se um factor de segurança mínimo de 1,50. O cálculo da fundação, com as dimensões indicadas na

Tabela 4.42, pelo método de Sulzberger, considera simultaneamente a resistência lateral do solo e a contribuição do peso do maciço de fundação (Tabela 4.43).

TABELA 4.42: DIMENSÕES DA FUNDAÇÃO.

a (m)	b (m)	h ₀ (m)	V _{bet} (m ³)
2.00	2.00	3.30	13.2

TABELA 4.43: VERIFICAÇÃO DOS ELU DA FUNDAÇÃO PELO MÉTODO DE SULZBERGER.

C _{2m} (kN/m ³)	C ₀ (kN/m ³)	M _{e1} (kN.m)	M _{e2} (kN.m)	M _{est} (kN.m)	M _{dst} (kN.m)	F.S.
50000	82487,44	1646,11	285,50	1931,61	513,92	3,76

Neste tipo de fundação geralmente não se usa armaduras devido a uma parte do apoio (no caso das redes eléctricas) estar encastrado. Por se ter adoptado uma configuração semelhante para a estrutura em análise, não se torna necessário proceder à verificação dos ELU estruturais.

4.6.4.2 Estados Limite de Utilização

Viu-se anteriormente que a deformação angular da estrutura não poderia superar determinados valores, pois poderia comprometer a eficácia da transmissão das antenas. Na Tabela 4.44 indicam-se as rotações por flexão da torre no seu topo, verificando-se assim que as mesmas estão perfeitamente dentro do limite estabelecido para esse propósito, ou seja, com deformação angular máxima de 1° para as antenas.

TABELA 4.44: VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO NO TOPO DA ESTRUTURA.

Acção base	h = 30m	
	θ (°)	θ _{max} (°)
Vento	0,60	1,0
Temperatura	0,51	1,0

4.7 Considerações finais

Neste capítulo, foi apresentado a verificação da segurança estrutural relativa aos ELU e ELS de uma torre auto-suportada de 30m instalada na BTS Abrigada Centro, para a substituição de uma torre existente que colapsou devido a solicitações extremas.

A instalação desta estrutura é na zona A do país e a acção fundamental é devida ao vento. A determinação dos esforços nas zonas condicionantes da torre teve em consideração o preconizado no RSA [9] e no EC3 Parte 3-2 [6], nomeadamente no que se refere à quantificação das acções e à contabilização das imperfeições da estrutura.

Na verificação da segurança da torre foi considerada a resistência à plastificação e à encurvadura da casca estrutural, concluindo-se que todos os troços verificam a segurança aos ELU para as acções consideradas. Verificou-se ainda que a segurança aos ELU das flanges e dos parafusos está assegurada para todas as ligações.

No que se refere à fundação, foi verificada a segurança aos ELU com base no método de Sulzberger, assumindo as características do terreno tais como expostas anteriormente.

No que se refere aos ELS, tendo em conta que as deformações admissíveis indicadas pelo operador de telecomunicações são superiores às calculadas neste estudo, consideraram-se assim e para as acções a que a estrutura está sujeita, que a torre verifica a segurança aos ELS.

Como resumo e conclusão final, poderá afirmar-se que a segurança relativa aos estados limite (ELS e ELU) da torre está assegurada, a qual de forma sintetizada, está exposta na Tabela 4.45. A capacidade de resistência que a torre possui de reserva, algo elevada, resulta de solicitação expressa por parte do operador para esta torre específica, tendo em vista, segundo o mesmo, assegurar alguma segurança para o possível surgimento de solicitações extremas a que a estrutura poderá ficar sujeita.

TABELA 4.45: RESUMO DAS VERIFICAÇÕES EFECTUADAS.

Elemento	% utilização		Verificação
	Plastificação	Encurvadura	
Troço 1	18	19	ok
Troço 2	35	38	ok
Troço 3	36	38	ok
Troço 4	44	48	ok
Ligação 22,5m	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd}$	58	ok
	$F_{T,Ed} / B_{p,Rd}$	22	ok
	$F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	1	ok
	Espessura flange	45	ok
Ligação 15m	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd}$	59	ok
	$F_{T,Ed} / B_{p,Rd}$	27	ok
	$F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	1	ok
	Espessura flange	56	ok
Ligação 7,5m	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd}$	64	ok
	$F_{T,Ed} / B_{p,Rd}$	27	ok
	$F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	1	ok
	Espessura flange	57	ok
Ligação 0m	$F_{T,Ed} / F_{T,Rd}$	69	ok
	$F_{T,Ed} / B_{p,Rd}$	31	ok
	$F_{V,Sd} / F_{V,Rd}$	1	ok
	Espessura flange	69	ok
Fundação	$F_{S,min} / F_{S}$	40	ok
Rotação	h = 30m	60	ok

Capítulo 5

Conclusões e Perspectivas Futuras

5.1 Síntese do trabalho

Este trabalho, teve como objectivo principal, dar a conhecer a envolvência da Engenharia Civil no âmbito das telecomunicações. Obviamente que essa envolvência, da Engenharia Civil, é bastante mais extensa, dado que foi focada a fase de construção, também ela fortemente disseminada e preponderante nesta actividade, como aliás em qualquer outra área económica que envolva a execução de estruturas.

De uma forma geral, referimo-nos às estruturas mais vulgares em forma de torre, que no âmbito das telecomunicações, se instalam ou instalaram em Portugal continental e Ilhas. É importante conhecer as limitações, condicionantes ou restrições, que implicam na maioria dos casos, a opção por uma ou outra solução estrutural, razão pelo qual foram expostas as mais usuais. Na fase de projecto, e ainda neste capítulo específico, apresentou-se uma breve resenha sobre os Eurocódigos e sua influência no cálculo estrutural das torres, ficando claro, nomeadamente com o Eurocódigo 1-4 referente ao cálculo da acção do vento, que a adaptação ao mesmo irá ser gradual e cuidada, estando ainda no momento inúmeros projectistas a adoptar o RSA. Por outro lado, e ainda sobre a introdução do referido Eurocódigo em Portugal, é evidente a outra face da moeda, com a excelente recepção por parte dos técnicos projectistas deste tipo de estruturas específico quanto ao Eurocódigo 3 e na generalidade das partes que o compõem, certamente devido ao preenchimento de lacunas e omissões que o REAE continha.

Relativamente à análise efectuada ao colapso de uma torre tubular, embora no decorrer da mesma, ficasse evidente que a principal causa da ruína estrutural da torre, os fortes ventos que assolaram a zona com velocidades superiores aos regulamentares, também não deixa de ser verdade que o cálculo estrutural efectuado, já apontava para fragilidades graves, e que poderiam a curto/ médio prazo provocar danos consideráveis. Na realidade, pode-se concluir, que uma inspecção rigorosa e atempadamente realizada à torre, poderia implicar o reforço e reestruturação (remoção da plataforma) da mesma, ou mesmo a sua substituição por uma outra estrutura mais resistente e capaz de responder de uma forma segura às acções actuantes. Não se pode escamotear a realidade do objectivo da instalação de qualquer estrutura, ou seja, a optimização do binómio factor segurança versus factor económico. O referido colapso, veio lembrar

essencialmente aos operadores de telecomunicações, a necessidade de assegurar, de forma definitiva um plano bem definido de manutenção das suas estruturas, que assegurasse para o futuro a conservação das mesmas em segurança o mais economicamente possível.

No que concerne à análise estrutural da torre que veio a substituir a colapsada, principal tema deste trabalho, vem de encontro à realidade actual no dimensionamento deste tipo de estruturas com a adopção do novo quadro normativo existente desde meados de 2010, ou seja, baseia-se em todos os Eurócodigos inerentes ao dimensionamento deste género de estruturas, nomeadamente o EC3 (incluindo todas as suas partes), com o senão do referido EC1 parte 1.4 referente á quantificação da acção do vento, em que se adoptou ainda o RSA. Na realidade, há que referir que toda a análise estrutural da torre, consistiu no seguimento restrito dos critérios estabelecidos nos Eurocodigos, utilizando o programa de cálculo automático SAP2000, apenas na confirmação dos esforços devido às acções consideradas.

5.2 Perspectivas futuras

Em Portugal, com a actual conjuntura económica desfavorável, que aliás parece ser extensível a todo o globo, o futuro, quanto a novos investimentos e portanto, que implique a investigação e desenvolvimento de novas estruturas no âmbito das telecomunicações, não parece ser muito risonho. No entanto, como já por demais vezes referido, a Engenharia Civil está umbilicalmente ligada às inovações que a própria indústria tecnológica desse mercado acarreta.

É sintomático dessa relação muito especial e próxima que existe entre a constante evolução tecnológica das telecomunicações, é a engenharia civil que tem de se adaptar a essa referida evolução. O produto que já açambarca desde 2010, a maior percentagem como estrutura de suporte de equipamentos de telecomunicações instalada nesse âmbito, é a “Light”. Estrutura desenvolvida, tendo como objectivo, ultrapassar dois factores importantes na construção deste tipo de estruturas, factor económico, e o factor das condicionantes no qual podemos reunir todas as descritas no capítulo 2.



ILUSTRAÇÃO 5.1: SOLUÇÃO TIPO "LIGHT"

A solução “Light” (Ilustração 5.1), que não passa de uma estrutura aligeirada constituída genericamente por uma torre metálica, ligada por um chumbadouro a uma fundação apoiada sobre o solo, constituída por blocos em betão armado pré-fabricado e pré-esforço com barras de aço, e cuja montagem é realizada sob a forma de “kit”, veio na realidade, trazer uma lufada de ar fresco quanto às estruturas para suporte de telecomunicações, e constitui o presente e o futuro imediato em Portugal. Na realidade, é muito económica quando comparada com as soluções de outras torres e fundação, adapta-se perfeitamente à evolução tecnológica verificada nas telecomunicações, em que os equipamentos a suportar são cada vez em menor número e de menor dimensão, são seguras e fiáveis estruturalmente para as condições impostas pelos regulamentos, instalam-se muito rapidamente (≤ 3 dias), podem ser dissimuladas, desmontadas e reinstaladas, entre outras vantagens importantes para o seu sucesso. Têm a limitação de não poder ultrapassar os 30 m de altura, tendo em vista atingir os factores atrás enunciados, mas dado os objectivos da rádio na actualidade raramente necessitarem de ultrapassar tais alturas, tal desvantagem acaba por praticamente diluir-se.

Se em Portugal, de facto, não se prevê num futuro mais imediato, tanto pelas restrições económicas, como até mesmo pela limitativa dimensão territorial do próprio País, a instalação de torres que contenham algo de inovador e/ou extraordinário como obra de engenharia. No entanto, por esse mundo fora, por vezes e neste âmbito, ainda vão surgindo projectos com bastante conteúdo, como a construção no Botswana de uma

torre de telecomunicações com 54 m de altura (Ilustração 5.2), apresentada com uma arquitectura e engenharia de facto incomum.

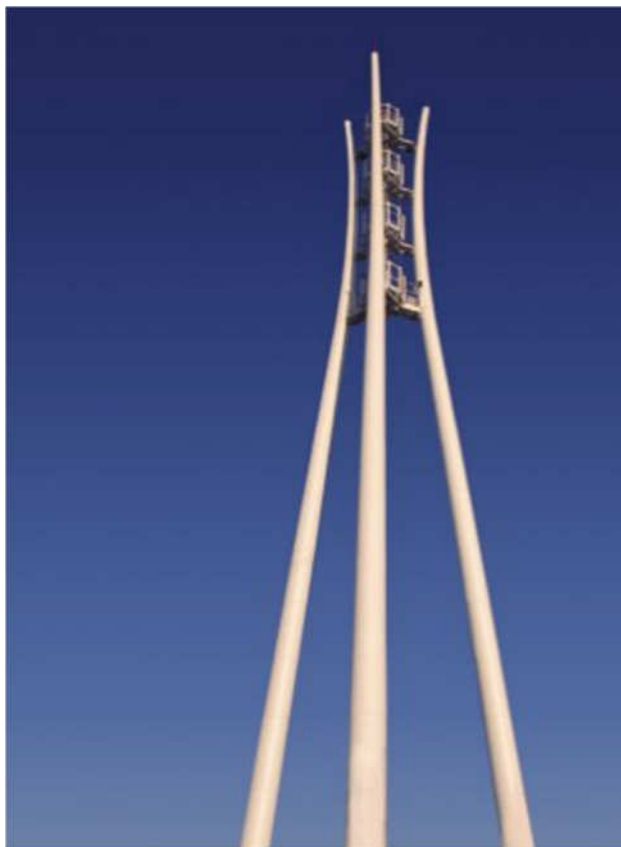


ILUSTRAÇÃO 5.2: TORRE TELECOMUNICAÇÕES COM 54M ALTURA CONSTRUÍDA NO BOTSWANA⁵.

⁵ Recuperado em 2011-06-01 de <http://www.engineeringnews.co.za/article/the-brolaz-group-of-companies-have-again-demonstrated-their-leadership-in-innovation-in-the-field-of-cellular-telecommunications>.

Referências

- [1] – Bowles, J. (1997). *Foudation Analysis and Design (Fifth Edition)*. Singapore: McGraw-Hill.
- [2] – CEN (2003a). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. prEN 1993-1-1. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- [3] – CEN (2003b). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-8: Design of Joints*. prEN 1993-1-8. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- [4] – CEN (2004). *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. EN 1992-1-1. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- [5] –CEN (2006a). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 3-1: Towers, Masts and Chimneys – Towers and Masts*. EN 1993-3-1. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- [6] – CEN (2006b). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 3-2: Towers, Masts and Chimneys – Chimneys*. EN 1993-3-2. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- [7] – CEN (2007). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*. EN 1993-1-6. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- [8] – Decreto-Lei n.º 211/86, de 31 de Julho (aprova o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios).
- [9] – Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio (aprova o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes).
- [10] – Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho (aprova o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado).
- [11] – Decreto Regulamentar n.º 1/92, de 18 de Fevereiro (aprova o Regulamento de Segurança de Linhas Eléctricas de Alta Tensão).
- [12] – Fonseca, M. S. (2006). *Curso Sobre Regras de Medição na Construção*. Lisboa: LNEC

- [13] – Gonçalves, N. (2004). *Projecto de Linha de Média Tensão, Rede de Baixa Tensão, Posto de Transformação e Iluminação Pública*. Projecto Seminário Trabalho Final de Curso FEUP. Recuperado em 2008, Junho, 13, de <http://paginas.fe.up.pt/~ee02008/Relatorio_pstfc.pdf>.
- [14] – IPQ (1993). *Sistemas de Designação dos Aços – Parte 2: Sistema Numérico*. NP EN 10027-2. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- [15] – Young, W. C. & Budynas, R. G. (2002). *Roark's formulas for stress and strain (7th ed.)*. Singapura: McGraw-Hill.