



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

# **Torres Eólicas em Madeira Lamelada Colada Cruzada**

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

Autor

**David José Ribeiro de Oliveira Ventura**

Orientadores

**João Henrique Jorge de Oliveira Negrão**

**Luís Filipe de Carvalho Jorge**

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

**Coimbra, Janeiro, 2015**

## **AGRADECIMENTOS**

No final desta fase tão importante da minha vida, gostaria de expressar um profundo agradecimento a Deus, aos meus pais e irmãos, tendo consciência de que sem eles nada disto seria possível.

A todos os professores e docentes com quem pude aprender, em especial aos professores orientadores João Negrão e Luís Jorge, pelo seu incansável esforço e dedicação.

Ao Carlos, à Débora, ao Diogo, à Inês, à Ana e a todos os amigos e colegas que me apoiaram e ajudaram neste percurso.

## RESUMO

A madeira lamelada colada cruzada (CLT) permitiu elevar até um novo patamar os limites para a construção em madeira, tendo já sido construídos edifícios de 10 pisos e antevendo-se a possibilidade de atingir até 30, com o actual estado de conhecimentos e tecnologias. Em Portugal, a madeira para estruturas tem sido quase sempre empregue em coberturas, motivada em grande medida pelo apelo estético que o material apresenta. O desenvolvimento tecnológico dos produtos derivados de madeira, dos quais o CLT será um dos exemplos de maior sucesso, tem permitido um pouco por toda a Europa a utilização de madeira na construção baseada em outro tipo de critérios (desempenho e fiabilidade estrutural, eficiência energética, sustentabilidade ambiental ou facilidade de execução, entre outros).

Esta dissertação constitui um primeiro estudo de viabilidade técnica e económica para torres eólicas construídas em CLT, solução que tem já pelo menos um produtor no mercado europeu. Neste estudo são abordados os aspectos estritamente estruturais, como a quantificação de acções, estabilidade global, condicionalismos relativos a frequências de vibração, cálculo de esforços gerais, etc. Por fim, é apresentado um pequeno estudo comparativo, em termos económicos, entre o sistema estrutural proposto e os principais sistemas utilizados em torres eólicas.

## **ABSTRACT**

Cross-laminated timber (CLT) has raised wood construction limits to a new level, with 10-storey buildings having already been built and foreseeing the possibility of reaching up to 30, with the current state of knowledge and technology. In Portugal, wood structures have been mostly used in roofing, motivated largely by the esthetic appeal that the material presents. The technological development of wood-based engineered products, from which CLT is one of the most successful examples, has allowed almost everywhere in Europe the use of wood in construction based on other criteria (performance and structural reliability, energy efficiency, environmental sustainability and ease of implementation, etc.).

This work is a first study on the technical and economic feasibility for wind towers built with CLT, solution which has at least one producer in the European market, at present time. In this study the strictly structural aspects are discussed, such as the quantification of actions, global stability, constraints related to eigenfrequencies, calculation of overall efforts, etc. Finally, a small comparative study is presented in economic terms, between the proposed structural system and the main systems used in wind towers.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Enquadramento geral.....	1
1.2	Objectivos .....	1
1.3	Estrutura da dissertação.....	2
2	TORRES EÓLICAS.....	3
2.1	Energia Eólica .....	3
2.2	Classificação de aerogeradores .....	3
2.2.1	Aerogeradores de eixo horizontal.....	3
2.2.2	Aerogeradores de eixo vertical.....	6
2.3	Sistemas Estruturais .....	6
2.3.1	Torres em aço soldado.....	6
2.3.2	Torres em aço aparafusado.....	7
2.3.3	Torres em betão armado .....	7
2.3.4	Torres híbridas Aço/betão .....	8
2.3.5	Torres treliçadas .....	9
2.4	Torres Eólicas em CLT .....	9
2.4.1	Material .....	9
2.4.2	Sistema Construtivo Timber Tower .....	11
3	DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES.....	13
3.1	Classificação das acções.....	13
3.2	Situações de projecto.....	13
3.3	Acções gravíticas.....	14
3.4	Acção do vento.....	15
3.5	Acção da fadiga.....	17
3.6	Acção Sísmica .....	17
4	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	19
4.1	Requisitos dinâmicos.....	19
4.2	Tensões normais (verticais) no CLT .....	20

---

4.3	Tensões de corte no CLT e nas juntas verticais .....	23
4.4	Tensões na fundação .....	27
4.5	Metodologia de cálculo ( <i>FlowChart</i> ).....	30
5	ANÁLISE DE RESULTADOS, CUSTOS E SUSTENTABILIDADE.....	32
5.1	Estudo comparativo de custos .....	32
5.2	Sustentabilidade e impacto ambiental .....	33
5.3	Análise de resultados.....	34
6	CONCLUSÃO .....	36
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	38
	ANEXOS.....	40

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Classificação de Aerogeradores (Mathew, 2006) .....	4
Figura 2.2 – Aerogeradores Upwind (esquerda) e Downwind (direita), (Mathew, 2006) .....	5
Figura 2.3 – Torres em aço aparafusado (Engström et al, 2010).....	7
Figura 2.4 – Torres híbridas aço/betão (Engström et al, 2010) .....	8
Figura 2.5 – Madeira lamelada cruzada colada (FPIinnovations, 2011) .....	10
Figura 2.6 – Torres eólicas em CLT – Timber Tower (designboom, 2014) .....	12
Figura 3.1 – Painel utilizado (em cima) e painel equivalente (em baixo).....	15
Figura 3.2 – Sistema de eixos utilizado para torres eólicas (Rebelo, 2012).....	16
Figura 4.1 – Secção transversal da torre em CLT .....	20
Figura 4.2 – Painel constituinte da secção transversal da torre em CLT.....	21
Figura 4.3 – Tensões normais (verticais).....	23
Figura 4.4 – Cálculo do momento estático de meia secção.....	24
Figura 4.5 – Tensões de corte.....	26
Figura 4.6 – Geometria da fundação .....	28
Figura 4.7 – Cálculo da tensão máxima de compressão na sapata .....	29
Figura 4.8 – Metodologia de cálculo (FlowChart) adaptado de (LaNier et al., 2005) .....	31

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Características mecânicas do CLT (KLH, 2011).....	11
Quadro 3.1 – Acções gerais do vento - adaptado de (Rebello, 2012). ....	17
Quadro 4.1 – Frequências.....	20
Quadro 5.1 - Custo Específico de Investimento por MWh/ano .....	33
Quadro 5.2 – Emissões primárias de CO <sub>2</sub> . ....	34
Quadro 5.3 – Resultados sumários para a torre eólica em CLT .....	35



## **ABREVIATURAS**

APRN – Associação Portuguesa de Energias Renováveis

BSK – Boverkets handbok om stålkonstruktioner

CLT – Cross Laminated Timber

CNC – Computer Numerical Controlled

DGEG – Direcção Geral de Energia e Geologia

DNA – Documento Nacional de Aplicação

EC – Eurocódigo

EOG – Extreme Operational Gust

EWEA – European Wind Energy Association

EWM – Extreme Wind Model

FHWA – Federal Highway Administration

GWP – Global Warming Potencial

HAWT – Horizontal Axis Wind Turbines

VAWT – Vertical Axis Wind Turbines

## SIMBOLOGIA

$E_{0,mean}$  – Módulo de elasticidade paralelo às fibras

$E_{90,mean}$  – Módulo de elasticidade perpendicular às fibras

$G_{0,mean}$  – Módulo de distorção paralelo às fibras

$G_{90,mean}$  – Módulo de distorção perpendicular às fibras

$I$  – Segundo momento de área (vulgo momento de inércia) de uma secção

$M_{sd}$  – Valor de cálculo do momento flector actuante

$e$  – Distância máxima da secção ao centro geométrico

$f_{c,0,k}$  – Valor característico da resistência à compressão paralela às fibras

$f_{c,90,k}$  – Valor característico da resistência à compressão perpendicular às fibras

$f_{m,k}$  – Valor característico da resistência à flexão

$f_{m,d}$  – Valor de cálculo da resistência à flexão

$f_{t,0,k}$  – Valor característico da resistência à tracção paralela às fibras

$f_{t,90,k}$  – Valor característico da resistência à tracção perpendicular as fibras

$f_{v,k}$  – Valor característico da resistência ao corte

$f_{v,d}$  – Valor de cálculo da resistência ao corte

$f_{v,R,k}$  – Corte perpendicular às fibras (*rolling shear strenght*)

$k_{mod}$  – Coeficiente de modificação da resistência

$\sigma_{m,d}$  – Valor de cálculo da tensão actuante de flexão

$\gamma_M$  – Coeficiente parcial de segurança do material

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento geral

Numa época em que o tema da sustentabilidade é largamente discutido, procurando-se alternativas aos actuais processos de produção de energia dependentes de combustíveis fósseis e responsáveis pela emissão de gases de efeito estufa, a energia eólica surge como uma alternativa sustentável. Apesar disso, os materiais comumente utilizados na construção de torres eólicas apresentam processos de produção e fabrico que entram em conflito com os objectivos iniciais.

No âmbito da procura de um material que responda eficazmente aos requisitos estruturais e construtivos de uma torre eólica, sem deixar de responder aos objectivos de sustentabilidade inerentes a esta solução, a madeira lamelada colada cruzada (CLT) afirma-se como um material capaz de dar resposta a todas estas questões.

## 1.2 Objectivos

Esta dissertação tem como principal objectivo averiguar a viabilidade técnica e económica da utilização de CLT em torres eólicas, comparando esta solução com outras soluções existentes actualmente no mercado. Neste sentido serão abordados os seguintes aspectos:

- Características físicas e mecânicas do CLT;
- Definição das acções mais relevantes a considerar no dimensionamento da torre;
- Pré-dimensionamento das secções octogonais da torre e da fundação directa em sapata circular, de acordo com os Eurocódigos aplicáveis: EC0, EC1, EC2, EC5, EC7, EC8.
- Verificação dos requisitos dinâmicos relativos às frequências de vibração da torre;
- Análise comparativa de custos entre várias soluções estruturais, através do custo específico de investimento por Megawatt-hora/ano (MWh/ano).

### 1.3 Estrutura da dissertação

O primeiro capítulo faz a introdução da dissertação, enquadrando e fundamentando o propósito e objectivos deste estudo.

No segundo capítulo é feita uma breve introdução à energia eólica, as suas vantagens e importância na actualidade, seguido de uma classificação sumária dos tipos de aerogeradores; são ainda apresentados os sistemas estruturais com maior relevância no mercado das torres eólicas. Por fim, é feita uma apresentação ao material e ao sistema estrutural em estudo.

No terceiro capítulo é feita a classificação das acções a considerar neste projecto, seguido das situações de projecto mais relevantes. Por fim é apresentada a quantificação das acções.

O quarto capítulo descreve as verificações estruturais com maior relevância neste tipo de projecto. Em primeiro lugar são apresentados os requisitos dinâmicos, os quais envolvem as frequências de vibração do sistema e a importância do seu controlo. De seguida, são apresentadas as verificações à segurança das secções no que diz respeito a tensões normais e de corte e ainda o pré-dimensionamento da fundação e cálculo de tensões na sapata. Por fim, é apresentada a metodologia de cálculo referente ao dimensionamento de uma torre eólica em CLT através de um esquema do tipo *FlowChart*.

No quinto capítulo é apresentado um pequeno estudo comparativo, em termos económicos, entre a solução em estudo e outras duas soluções mais correntes no mercado das torres eólicas, bem como uma análise de impacto ambiental. Seguidamente é realizada uma análise de resultados, sendo feita uma interpretação e análise crítica dos mesmos. Por fim é apresentada uma tabela resumo com os resultados obtidos de maior relevância.

O sexto capítulo encerra este trabalho com uma conclusão do estudo desenvolvido e reforça ainda alguns dos resultados obtidos e qual a sua interpretação.

Nos anexos A a F são apresentados, em pormenor, os principais cálculos efectuados na quantificação das acções e no pré-dimensionamento da torre eólica em CLT, excepto nos casos de maior relevância, que se optou por incluir, sempre que oportuno, no corpo da dissertação.

## 2 TORRES EÓLICAS

### 2.1 Energia Eólica

Utilizada primitivamente na moagem de grãos, na drenagem dos solos (campos de arroz na China) e no transporte (barcos à vela), a energia eólica representa actualmente uma parcela importante da produção global de energia eléctrica.

Trata-se de uma fonte de energia sustentável (energia inesgotável), ubíqua (encontra-se em todas as partes do mundo em oposição aos combustíveis fósseis e minerais) e não-polvente. Além disso, e à semelhança dos painéis fotovoltaicos, não necessita de água para produzir energia, tornando-se vantajosa em lugares secos. Por outro lado, a variabilidade e baixa densidade do vento implicam custos iniciais altos, pela necessidade de grandes áreas de captura e armazenamento ou reserva de energia (Nelson, 2009).

No final de 2013 existiam 117,3 Gigawatt (GW) de energia eólica instalada na União Europeia, representado 8% do consumo de energia eléctrica total. Até 2020 está prevista a instalação de mais 75 GW de energia eólica, representando 14,9% do consumo de energia eléctrica total (EWEA, 2014). Actualmente mais de 20% da energia eléctrica consumida em Portugal tem origem eólica (APREN, 2014).

### 2.2 Classificação de aerogeradores

Desde que a energia eólica, como tecnologia, teve o seu início, várias foram as tipologias de aerogeradores concebidos e desenvolvidos por todo o mundo. Apesar de existirem várias formas de caracterizar os aerogeradores, estes são classificados maioritariamente com base no seu eixo de rotação: vertical ou horizontal (Mathew, 2006).

#### 2.2.1 Aerogeradores de eixo horizontal

Os aerogeradores de eixo horizontal (HAWT) têm o seu eixo de rotação horizontal e quase paralelo ao fluxo do vento. Os HAWT têm vantagens distintas, tal como velocidade de arranque baixa e fácil rotação; apresentam, em geral, um coeficiente de potência relativamente elevado. O gerador e a caixa de velocidades têm de ser colocados no topo da

---

torre, tornando o dimensionamento desta mais complexo e dispendioso. Dependendo do número de pás que o rotor possui, os HAWT podem ser classificados como *single bladed*, *two bladed*, *three bladed* ou *multi bladed* (Mathew, 2006).

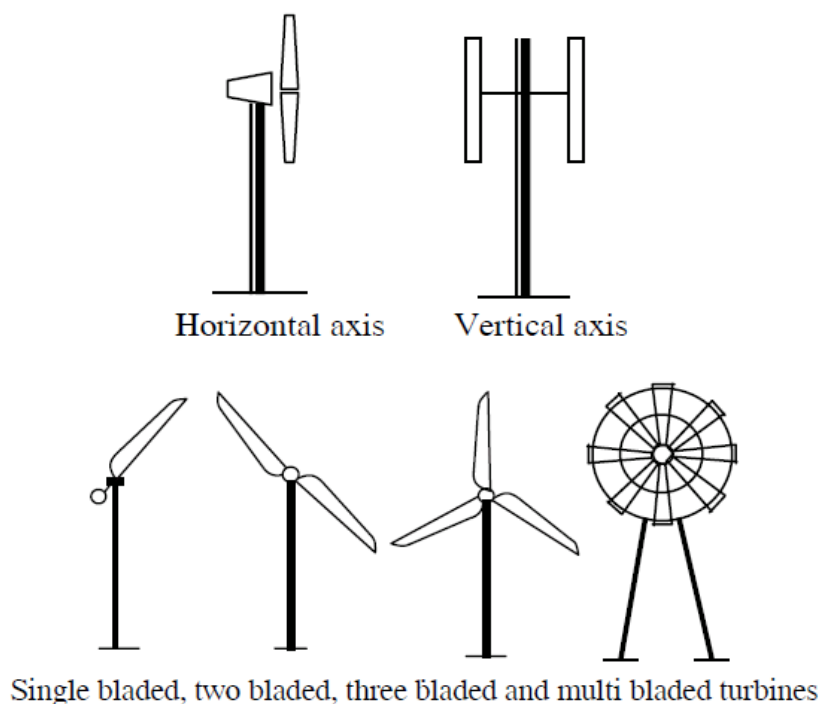


Figura 2.1 – Classificação de Aerogeradores (Mathew, 2006)

Os HAWT podem ser ainda classificados como *upwind* ou *downwind*, tendo em conta o seu posicionamento em relação ao vento (ver Figura 2.2). Nos HAWT do tipo *upwind* não existem problemas relacionados com o *tower shadow effect*, efeito dinâmico decorrente da passagem periódica das pás por detrás da torre, uma vez que o fluxo de vento atravessa primeiramente o rotor. Torna-se necessário, no entanto, um mecanismo de orientação que force o alinhamento do rotor com a direcção do vento. Por outro lado, os HAWT do tipo *downwind* são mais flexíveis e podem dispensar de mecanismos de orientação, uma vez que o eixo do rotor tende a orientar-se naturalmente na direcção do vento, por acção deste. Como o rotor está posicionado a sotavento da torre, ocorre o *tower shadow effect*, provocando cargas desiguais neste sempre que as pás passam pela torre (Mathew, 2006).

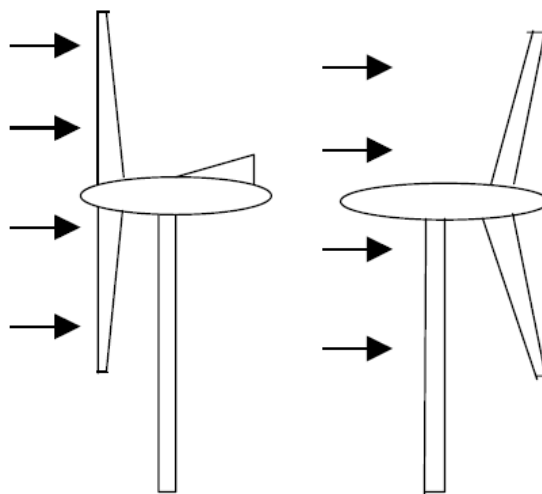


Figura 2.2 – Aerogeradores Upwind (esquerda) e Downwind (direita), (Mathew, 2006)

Principais componentes de um HAWT:

**Pás do rotor** – capturam a energia do vento e convertem-na em energia rotacional no eixo;

**Eixo** – transfere a energia rotacional para o gerador;

**Nacelle** – é um invólucro que abriga:

Caixa de velocidades – aumenta a velocidade do eixo entre o cubo do rotor e o gerador;

Gerador – usa a energia rotacional do eixo para gerar energia eléctrica através de electromagnetismo;

**Unidade de controlo electrónico** - monitoriza o sistema, desliga o aerogerador em caso de mau funcionamento e controla o mecanismo de orientação;

**Controlador** – move o rotor para alinhá-lo com a direcção do vento;

**Travões** – detêm a rotação do eixo em caso de sobrecarga de energia ou falha no sistema;

**Anemómetro** – sensor que mede a velocidade do vento e que permite gerir o sistema de paragem das pás em casos de ventos intensos.

## 2.2.2 Aerogeradores de eixo vertical

Os aerogeradores de eixo vertical (VAWT) têm o seu eixo de rotação vertical e quase perpendicular ao fluxo do vento (ver Figura 2.1). Os VAWT podem receber vento de qualquer direcção, dispensando os complexos mecanismos de orientação. O gerador e a caixa de velocidades podem estar alojados ao nível do chão, o que torna o dimensionamento da torre simples e económico, facilitando a sua manutenção e controlo.

A grande desvantagem de alguns VAWT é a sua incapacidade de auto arranque, o que poderá exigir mecanismos adicionais que forcem o arranque do aerogerador. Além disso, e à medida que o rotor completa a sua rotação, as pás têm de passar por zonas aerodinamicamente mortas, o que reduz a eficiência do sistema.

## 2.3 Sistemas Estruturais

### 2.3.1 Torres em aço soldado

Este é o sistema estrutural que domina, actualmente, o mercado das torres eólicas. A torre é constituída por sobreposição de anéis cilíndricos, obtidos a partir de placas de aço dobradas em forma circular e soldadas nas juntas verticais. Ligando vários destes anéis através de soldadura transversal, obtém-se um segmento longitudinal da torre. Os vários segmentos são então conectados entre si através de flanges aparafusados, formando a torre, sendo o flange da base aparafusado à fundação e o do topo à *nacelle*.

A torre é dimensionada, essencialmente, à tracção e à encurvadura para os casos mais extremos de carga. Idealmente ambas as verificações deveriam ter um comportamento semelhante, perante variações da espessura das placas e do diâmetro dos cilindros. No entanto, o aumento do seu diâmetro, com uma correspondente diminuição da espessura das placas, faz com que a resistência à tracção da torre aumente mas, por sua vez, diminua a resistência à encurvadura. Por fim, a torre tem ser verificada à fadiga (Engström et al, 2010).

Para a carga de dimensionamento, a torre é afectada pelo impulso introduzido pelo rotor e pela acção do vento ao longo da mesma, originando um momento flector que aumenta com a distância ao eixo da turbina. Para contornar este aumento de momento flector é favorável que a torre tenha uma forma cónica, até ao limite da deformação. No entanto, o transporte terrestre, mesmo com autorização especial, não é possível acima dos 4,5m de diâmetro, no caso da Suécia. Outros países e outras estradas podem tornar esta restrição mais severa: 3,5m. Até a um determinado ponto estas restrições podem ser ultrapassadas, aumentando a



espessura das placas, mas isso poderá tornar este tipo de estrutura numa solução menos económica (Engström et al, 2010).

### 2.3.2 Torres em aço aparafusado

Tal como visto na solução estrutural apresentada anteriormente, uma restrição ao diâmetro poderá introduzir um efeito negativo sobre o peso da estrutura, pela necessidade de se aumentar a espessura das chapas, e consequentemente, sobre o custo da estrutura. Uma das formas de ficar livre destas restrições é pôr de parte a soldadura em oficina e, por sua vez, conectar as placas de aço com parafusos e porcas, formando juntas do tipo de fricção, a realizar *in situ*. Esta é também uma das formas de reduzir o efeito negativo que a soldadura provoca na resistência à fadiga.

O problema óbvio que está associado a este tipo de ligação é o acesso à parede exterior. Uma das soluções passa por colocar previamente os parafusos com as porcas na secção superior e preparar a secção inferior com fendas compridas, tal com ilustra a Figura 2.3:

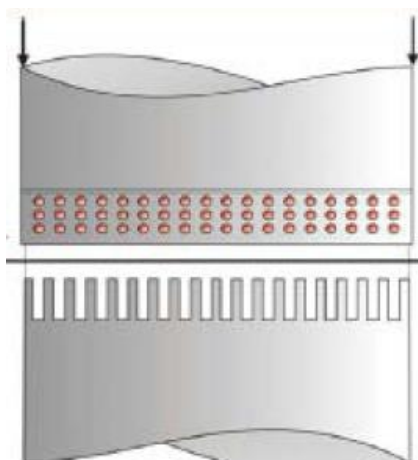


Figura 2.3 – Torres em aço aparafusado (Engström et al, 2010)

### 2.3.3 Torres em betão armado

O betão apenas tem capacidade resistente à compressão; a capacidade para absorver tracção é providenciada, principalmente, por cabos pré-esforçados que passam em tubos dentro das paredes de betão ou no interior/exterior das mesmas. A colocação dos cabos no interior ou exterior das paredes de betão torna a inspecção mais fácil. Também são utilizadas armaduras dentro das paredes de betão, as quais são necessárias para aumentar a resistência à compressão. A torre de betão armado é claramente dimensionada para o caso de carga

extrema, uma vez que apresenta uma grande margem no que diz respeito à fadiga (Engström et al, 2010).

Aumentando a espessura do revestimento de betão é possível aumentar o tempo de vida útil da torre, permitindo servir duas gerações de aerogeradores, com vantagens óbvias em termos económicos. Comparando com as torres de aço, as torres de betão armado são muito mais pesadas e demoram mais tempo a ser erguidas. Por outro lado, se os elementos de betão (pré-fabricados) forem feitos em tamanhos mais pequenos, não são objecto de restrições em termos de transporte (Engström et al, 2010).

#### **2.3.4 Torres híbridas Aço/betão**

A ideia por de trás de uma torre híbrida aço/betão é usar o betão na parte inferior da torre e o aço na parte superior, onde a secção em aço soldado pode ser dimensionada sem nenhum risco de conflito com as restrições de transporte tendo em conta o diâmetro reduzido, tal como se pode verificar pela Figura 2.4.

Além disso, o dimensionamento da parte em betão armado torna-se mais simples, bem como garantir a segurança estrutural em termos de frequências próprias (Engström et al, 2010).



Figura 2.4 – Torres híbridas aço/betão (Engström et al, 2010)

### 2.3.5 Torres treliçadas

As torres eólicas treliçadas, utilizadas há um século, aplicam-se geralmente para pequenos aerogeradores, especialmente em países não Europeus. Para aerogeradores maiores, são utilizadas especialmente quando é necessário uma torre rígida (subcrítica). Trata-se de torres consideravelmente mais leves que os outros sistemas estruturais. As torres treliçadas não deformam como as torres de aço com secção tubular de paredes finas, devido às treliças que compõem a estrutura (Engström et al, 2010).

As principais vantagens deste sistema são: baixo peso e preço, transparência visual, facilidade de transporte e montagem em locais de difícil acesso e exige menos procedimentos na desmontagem e desmantelamento. Por outro lado, as desvantagens: possui um grande número de parafusos expostos ao ar livre, o que implica verificações periódicas e custos de manutenção elevados; por vezes, apresenta problemas nas propriedades dinâmicas e na rigidez torsional. Além disso, uma torre aberta, como as treliçadas, é mais propensa à formação de gelo que uma torre tubular. Um possível impacto nas características dinâmicas pode ser uma das mais severas consequências, que pode colocar em risco a turbina eólica, num caso extremo (Engström et al, 2010).

## 2.4 Torres Eólicas em CLT

### 2.4.1 Material

A madeira lamelada colada cruzada, *cross-laminated timber* (CLT), na terminologia anglo-saxónica, ou ainda *X-Lam* (conforme terminologia do projecto de norma EN 16351), é um material derivado de madeira, desenvolvido na Europa na década de 90. Consiste em painéis formados por camadas perpendiculares, coladas entre si sob pressão, de tábuas de madeira (lamelas) dispostas ao baixo e lado a lado, tal como ilustra a Figura 2.5.

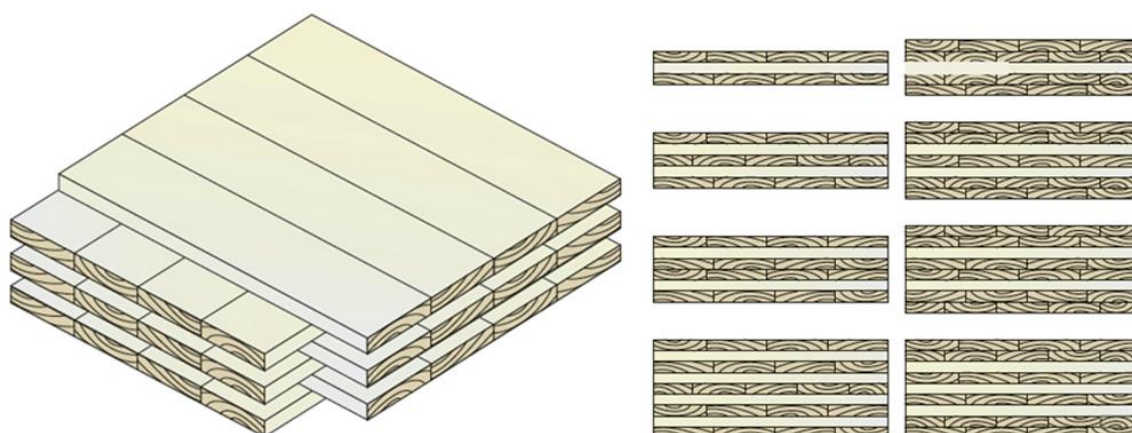


Figura 2.5 – Madeira lamelada cruzada colada (FPInnovations, 2011)

Este arranjo confere aos painéis boas características de resistência e rigidez no seu plano e fora dele, à semelhança do que, a uma escala menor, acontece com o contraplacado, tornando-os adequados para aplicações para as quais as peças lineares de madeira ou derivados apresentam limitações, como lajes, paredes ou diafragmas, tendo começado a ser utilizado em torres eólicas em 2012.

O CLT apresenta vantagens competitivas em vários aspectos: as paredes e lajes podem ser pré-fabricadas; as aberturas de janelas e portas podem ser realizadas através de máquinas de corte controladas informaticamente (CNC); os painéis de CLT podem ser processados e montados com ferramentas comuns e ligeiras; a construção pode ser realizada por módulos pré-fabricados, o que permite uma montagem rápida de estruturas robustas e fiáveis até vários pisos, mesmo com trabalhadores que não sejam altamente qualificados; o painel apresenta bom isolamento térmico, inerente ao material, e bom comportamento ao fogo resultante da sua massividade (FPInnovations, 2011).

A chave para garantir a durabilidade do CLT é mantê-lo seco, tanto no transporte e montagem como em serviço, necessitando por isso de uma película exterior de revestimento. O CLT só pode ser então utilizado em classes de serviço 1 e 2 (definidas pela EN 1995-1-1), pelo que devem prever-se soluções que mantenham os painéis ventilados (FPInnovations, 2011).

No Quadro 2.1 são apresentadas as características mecânicas dos painéis de CLT que constituem a torre eólica. São exemplificados painéis da marca KLH, a qual apresenta uma classe de resistência única. O valor da massa volúmica destes painéis é de  $550 \text{ kg/m}^3$ , sendo o pinho silvestre a espécie de madeira utilizada na torre em estudo.

Quadro 2.1 – Características mecânicas do CLT (KLH, 2011).

	Acções mecânicas perp. painel			Acções mecânicas plano painel			
	Módulo de Elasticidade	paralelo fio	$E_{0,mean}$	12000	paralelo fio	$E_{0,mean}$	12000
perpendicular fio		$E_{90,mean}$	370				
Módulo de Distorção	paralelo fio	$G_{0,mean}$	690	paralelo fio	$G_{0,mean}$	500	MPa
	perpendicular fio	$G_{90,mean}$	50				
Flexão	paralela fio	$f_{m,k}$	24	paralela fio	$f_{m,k}$	24	MPa
Tracção	perpendicular fio	$f_{t,90,k}$	0,12	paralela fio	$f_{t,0,k}$	16,5	MPa
Compressão	perpendicular fio	$f_{c,90,k}$	2,7	paralela fio	$f_{c,0,k}$	24	MPa
Corte	paralelo fio	$f_{v,k}$	2,7	paralelo fio	$f_{v,k}$	3,9-8,4	MPa
	perpendicular fio	$f_{v,R,k}$	0,8-1,2				

#### 2.4.2 Sistema Construtivo Timber Tower

Este sistema estrutural é bastante recente, tendo sido introduzido no mercado há 2 anos pela empresa alemã TimberTower. A torre é constituída por painéis de CLT produzidos com madeira de abeto, que variam na altura entre 3,75m e 15m e, na largura, entre 1,18m e 2,95m. A secção transversal da torre pode ser octogonal ou dodecagonal, dependendo da altura da torre.

É uma solução sensivelmente mais pesada que as torres em aço, mas consideravelmente mais leve que as de betão ou mistas. O transporte dos painéis não requer veículo especial. Por se tratar de um material natural permite uma melhor aceitação por parte dos habitantes locais, que, por norma, têm dificuldade em aceitar a instalação de torres de energia eólica na sua vizinhança.

A madeira é 100% reciclável e exige gastos de energia no seu processamento muito inferiores aos necessários na produção de aço ou betão. A vida útil desta solução é superior a 40 anos (TimberTower, 2014), podendo no final ser toda reciclada. Os requisitos estruturais a que estas torres estão sujeitas são os mesmos que os das de betão ou aço, exigindo um dimensionamento adequado e subsequente monitorização das suas componentes.

Relativamente ao processo construtivo, os painéis são elevados com auxílio de uma grua de grandes dimensões, desde a fundação até ao topo, numa sequência helicoidal. Os painéis são encostados a uma estrutura interna treliçada, que em termos de desempenho final da estrutura

se pode considerar não estrutural, tendo como principal função amparar os painéis durante a sua montagem, bem como servir de suporte a todo o equipamento eléctrico (cabos) relativo à turbina. Também inclui patamares de trabalho, que oferecem apoio aos trabalhadores durante o processo de montagem, e ainda uma escada de acesso.



Figura 2.6 – Torres eólicas em CLT – Timber Tower (designboom, 2014)

## 3 DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES

### 3.1 Classificação das acções

As acções mais relevantes para o projecto de torres eólicas são (Burton et al., 2001):

- Acções aerodinâmicas;
- Acções gravíticas;
- Acções de inércia (que incluem efeitos centrífugais e giroscópicos);
- Acções operacionais resultantes de operações realizadas pelo sistema de controlo (ex., travagem, guinada, ajuste do ângulo das pás, desconexão do gerador).

### 3.2 Situações de projecto

Os casos de carga seleccionados para o dimensionamento aos estados limite últimos devem cobrir combinações realistas dentro de uma vasta gama de condições externas do vento e estado de funcionamento da turbina. É prática comum fazer-se uma distinção entre condições normais e extremas do vento, bem como entre condições normais e de avaria no funcionamento da turbina. Os casos de carga considerados provêm dos seguintes grupos (Burton et al, 2001):

- Condições normais de vento e estado normal de funcionamento da turbina;
- Condições normais de vento em combinação com o estado de avaria da turbina;
- Condições extremas de vento em combinação com o estado normal de funcionamento da turbina.

A determinação rigorosa da acção do vento sobre a torre e suas componentes terá de recorrer a um modelo numérico complexo, que inclui as características específicas da torre de madeira

---

em análise (geométricas e materiais). Uma vez que se trata de um estudo de viabilidade de torres eólicas em CLT, as acções a considerar deverão ser simples e conservadoras. Os casos de carga a considerar, de acordo com (Rebelo, 2012) e (LaNier et al., 2005), são:

- Condição extrema de não-utilização (Extreme Wind Model, EWM): é a situação em que a turbina não está nem a gerar energia, nem a ser ligada ou desligada; está estacionada, parada. A velocidade de dimensionamento do vento para este caso de carga é comumente considerada como a máxima rajada com um período de retorno de 50 anos. A magnitude da rajada com 50 anos de retorno depende do período de rajada escolhido, que por sua vez deve ser baseado em condições locais. Regulamentos, tal como (IEC61400-1, 2005), (British Standard Institution – CP3, 1972) e (Germanischer Lloyd, 1993) poderão escolher um período de 3 ou 5 segundos, mas em qualquer dos casos, a rajada com período de retorno de 50 anos é definida como sendo 1,4 vezes o valor de referência da velocidade do vento, ou seja, a velocidade do vento referente a períodos de 10 minutos, com um período de retorno de 50 anos. Por oposição, o regulamento (DS 472, 1992) e (EN1991-1-4, 2005) consideram a pressão dinâmica resultante do valor de referência da velocidade do vento em vez da rajada de 3 ou 5 segundos. Esse valor é depois amplificado por um factor de impacto que tem em conta as rajadas de vento e a excitação das oscilações ressonantes daí resultantes (Burton et al, 2001);
- Condição extrema de utilização (Extreme Operating Condition, EOG): este caso de carga inclui a velocidade do vento associada a eventos frequentes tais como arranques e paragens da turbina. Esta combinação de efeitos é feita para um período de retorno de 50 anos e considerando que a turbina está a funcionar normalmente. Este caso de carga é baseado na velocidade de rajada,  $V_{gust}$ , definida de acordo com a classe da turbina. Considerando a velocidade máxima do vento à altura do cubo  $V_{hub}=25\text{m/s}$ , a velocidade extrema da rajada é de 33 m/s (Rebelo, 2012);
- Cargas cíclicas que induzem à fadiga;
- Sismo.

### 3.3 Acções gravíticas

As acções gravíticas a considerar incluem o peso próprio da torre, o peso das componentes de produção de energia (rotor, *nacelle*...) e o peso do equipamento adicional (escadas internas,



patamares, cabos eléctricos...), sendo o último considerado, em termos de cálculos, concentrado a meia altura da torre.

A secção transversal da torre é octogonal oca, tendo sido considerado um diâmetro externo circunscrito na base de 8,00m e no topo de 3,50m. Estas dimensões são sensivelmente superiores às das torres da TimberTower, o que é consequência, em boa medida, da abordagem conservadora utilizada, neste trabalho, na quantificação de algumas acções e coeficientes de segurança escassamente referidos ou mesmo inexistentes na bibliografia, por constituírem matéria confidencial dos fabricantes.

A espessura dos painéis é de 0,248m, constituídos por 8 lamelas no total, 6 lamelas com o fio paralelo ao comprimento do painel e 2 lamelas com o fio perpendicular ao mesmo (ver Figura 3.1). Em termos de cálculos, e de forma a simplificar a representação dos mesmos, foi considerado um painel equivalente, composto por 5 lamelas no total (ver Figura 3.1). Esta simplificação em nada afecta os resultados obtidos em qualquer dos casos. Os valores das espessuras  $e_1$  e  $e_2$  são, respectivamente, 0,068m e 0,022m. Sendo a massa volúmica do CLT de  $550\text{kN/m}^3$ , resultou para o peso próprio da torre um valor de 1798kN. O peso do aerogerador (Turbina MM92) é de 1080kN e o valor do peso do equipamento adicional foi considerado de 50kN. O peso total é então de 2928kN (ver Anexo A).



Figura 3.1 – Painel utilizado (em cima) e painel equivalente (em baixo)

### 3.4 Acção do vento

As forças do vento actuantes sobre as pás da torre, para cada caso de carga, foram retiradas de (Rebelo, 2012). Estas são transferidas para a torre como forças concentradas no topo e consequentemente para a sua fundação.

A acção do vento a incidir sobre a torre foi obtida através de (EN1991-1-4, 2005), e considerada como uma carga uniformemente distribuída ao longo da altura e segundo a direcção  $x$  (ver Anexo B). Para o valor básico da velocidade do vento, considerou-se que a torre se encontra localizada na zona B, segundo a cláusula 2.3 do Documento Nacional de Aplicação (DNA), uma vez que será expectável que esta se encontre a uma altitude igual ou superior a 600 metros de altitude. Para efeitos da determinação do coeficiente de rugosidade, considerou-se a categoria de terreno II, segundo o Quadro DNA-4.1.

As acções totais do vento são obtidas através da sobreposição da acção do vento sobre as pás do rotor com a acção do vento a incidir sobre a torre, através da soma vectorial das componentes em  $x$  e  $y$ , referenciadas de acordo com a Figura 3.1, e tal como apresentado no Quadro 3.1.

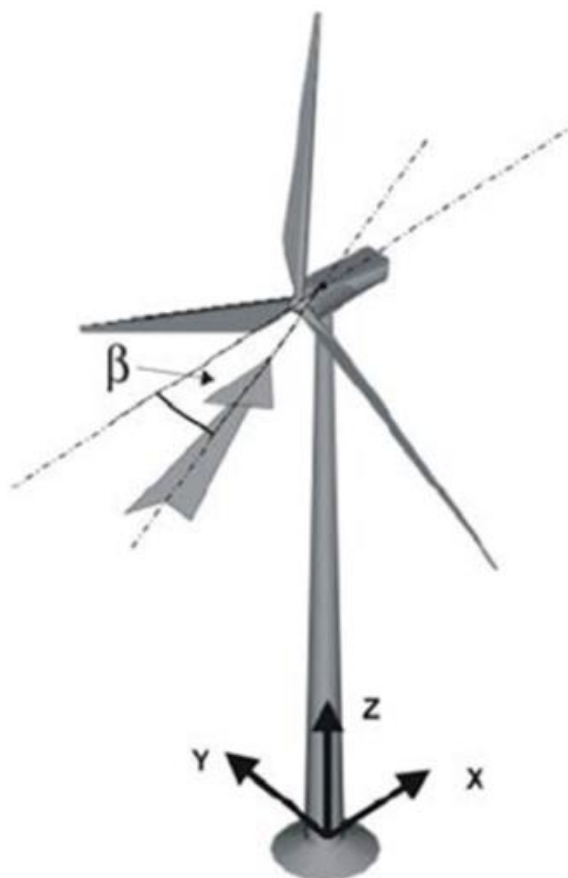


Figura 3.2 – Sistema de eixos utilizado para torres eólicas (Rebelo, 2012)

Quadro 3.1 – Acções gerais do vento - adaptado de (Rebello, 2012).

<b>2,1 MW - ACÇÕES NÃO MAJORADAS</b>			
Local	Acção	EWM	EOG
TOPO	F (kN)	628	115
	Fz (kN)	-1093	-1090
	M (kNm)	1978	5230
	Mz (kNm)	1213	-1596
BASE	F (kN)	1810	-*
	Fz (kN)	-2941	-*
	M (kNm)	87747	-*
	Mz (kN)	1339	-*

\*Caso de carga apenas relevante no topo  
 Nota: Fz já inclui o peso do aerogerador (1080kN)

Os valores apresentados no Quadro 3.1 tiveram por base valores apresentados em várias referências bibliográficas. Estes valores são meramente indicativos, uma vez que, conforme já anteriormente justificado, seria necessário construir um modelo que permitisse, para a torre em estudo, obter valores realistas. Como isso vai para além do alcance deste estudo, crê-se ter feito uma abordagem bastante conservadora, de forma a cobrir estas incertezas.

### 3.5 Acção da fadiga

No projecto da torre em madeira, a acção da fadiga será particularmente relevante na concepção e verificação de segurança das ligações estruturais entre painéis CLT. Considerando que este estudo se encontra numa fase preliminar, optou-se por não considerar a representação da acção de fadiga.

### 3.6 Acção Sísmica

A análise sísmica foi realizada de acordo com (EN 1998-1, 2010), utilizando o método simplificado das forças estáticas equivalentes para as acções sísmicas de Tipo I e Tipo II. As forças equivalentes serão distribuídas ao longo da altura da torre de acordo com a sua distribuição de massa.

Para determinar o período da torre, calculou-se a sua frequência própria através do Método de energia de Rayleigh, tal como explicitado em (LaNier et al., 2005), tendo em conta uma base deformável (ver Anexo D).

Para a análise sísmica foi considerado que a torre eólica localiza-se na zona de Coimbra, num solo do Tipo B. O Eurocódigo não possui até ao momento qualquer prescrição de coeficiente

de comportamento para este sistema construtivo. Considerando a resposta essencialmente linear elástica da madeira a solicitações mecânicas e a limitada capacidade de redistribuição de esforços e dissipação de energia desta estrutura, optou-se nesta fase do estudo por adoptar um valor de 1,5.

A distribuição de momentos flectores ao longo da altura da torre, para a envolvente das combinações de vento como acção variável base (EWM e EOG), foi obtida através de interpolação linear, tal como indicado em (LaNier et al., 2005), a qual demonstra ser mais condicionante do que a combinação sísmica, tanto para o sismo Tipo I, como para o sismo Tipo II (ver Anexo E).

## 4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

### 4.1 Requisitos dinâmicos

O requisito mais importante para manter o comportamento dinâmico da turbina sob controle é impedir que as forças de excitação do rotor (frequências de operação) entrem em ressonância com a frequência natural da torre. Além disso, a amplificação dinâmica pode influenciar directamente as acções da fadiga (LaNier et al., 2005).

O cálculo da frequência natural da torre é, portanto, fundamental e exige que exprima de uma forma realista o comportamento dinâmico da mesma, sendo necessário considerar a interacção dinâmica entre o solo de fundação, fundação e superestrutura.

A flexibilidade da fundação tem uma influência significativa no comportamento dinâmico das torres (LaNier et al., 2005), não sendo possível considerá-la como um encastramento perfeito. O método mais comum e realista para modelar a fundação é usar molas que representem a rigidez do solo, tal como apresentado no relatório (FHWA, 1986). De uma forma geral, as seis componentes de deslocamento (três translações e três rotações) exigem seis molas equivalentes. A interacção existente entre estas componentes pode ser negligenciada no caso de fundações superficiais (LaNier et al., 2005).

As forças de excitação do rotor devem-se à passagem das pás pela torre e também pela simples rotação das mesmas. Outras forças de excitação poderão surgir por consequência de efeitos relacionados com um fluxo assimétrico do ar contra o rotor (*tower shadow effect*, *vertical wind shear*), ou seja, “desequilíbrios aerodinâmicos”, entre outros.

A frequência natural da torre é calculada tendo em conta o método da energia de Rayleigh (ver Quadro 4.1) tal como descrito em (LaNier et al., 2005). As frequências de trabalho para uma turbina de potência 2,1MW, a MM92, para uma torre de 80 metros de altitude, estão definidas em (Rebelo, 2012).

A gama de frequências de operação apresentadas no Quadro 4.1, representa o intervalo em que a frequência natural do sistema estrutural deve constar. O limite inferior corresponde a 1P

---

(rotação do rotor) e o limite superior corresponde a 3P (frequência de passagem das pás), incluindo as respectivas tolerâncias de 10% e -15%.

Quadro 4.1 – Frequências.

Frequências			
Turbina 2,1MW	Velocidade de operação Rpm	Gama de frequências Hz (+10%) (-15%)	Frequência natural da torre (calculada) (Hz) 80 metros
	15	0,275 - 0,638	0,488

## 4.2 Tensões normais (verticais) no CLT

As tensões normais existentes nas secções transversais ao longo da altura foram determinadas através da habitual expressão da Resistência dos Materiais:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{sd} \cdot y}{I} \quad (1)$$

A verificação efectuada baseou-se em flexão simples, ainda que se trate, na realidade, de flexão composta (tal como prevê a Cláusula 6.2.4 de (EN 1995-1-1, 2004), uma vez que a contribuição do esforço axial (neste caso, de compressão) é pouco significativa.

A secção transversal da torre, tal como representada pela figura ao lado, pode ser dividida por partes, de forma a calcular o momento de inércia total segundo x e y.

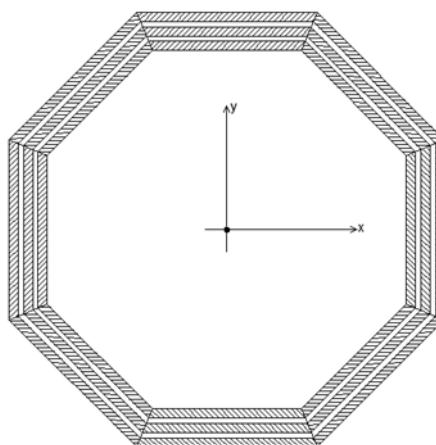


Figura 4.1 – Secção transversal da torre em CLT

Por a secção global apresentar múltiplos eixos de simetria, todos os eixos são principais de inércia, pelo que todos os momentos centrais de inércia são iguais, isto é,  $I_x = I_y = I$ . Estes

momentos foram calculados a partir dos painéis individuais, utilizando o teorema de Steiner e a rotação do sistema de eixos. Apenas são consideradas as lamelas que têm direcção do fio paralela com o comprimento do painel (lamelas a tracejado na Figura 4.2). Seguidamente é apresentado, a título exemplificativo, o cálculo de uma das partes, para uma determinada secção transversal da torre:

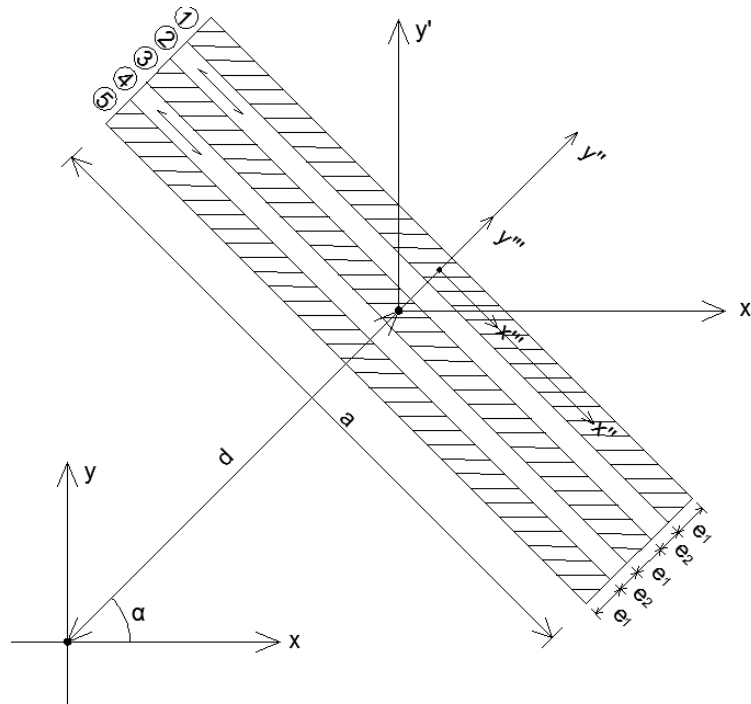


Figura 4.2 – Painel constituinte da secção transversal da torre em CLT

$$I_{x'''} = \frac{e_1 \cdot a^3}{12} \quad ; \quad I_{y'''} = \frac{e_1^3 \cdot a}{12} \quad ; \quad I_{x''',y'''} = 0 \quad ; \quad A = \text{Área lamela} = e_1 \cdot a \quad (2)$$

$$I_{x'''} = I_{x'''}^{(1)} + I_{x'''}^{(3)} + I_{x'''}^{(5)} = n^{\text{o}} \text{lamelas} \times \frac{e_1 \cdot a^3}{12} \quad (3)$$

Painel de 3 lamelas:

$$n^{\text{o}} \text{lamelas} = 2 \quad I_{y'''} = \left( I_{y'''} + A \cdot \left( \frac{e_1}{2} + \frac{e_2}{2} \right)^2 \right) \times 2 \quad (4)$$

**Painel de 5 lamelas:**

$$n^{\text{o}} \text{lamelas} = 3 \quad I_{y'''} = (I_{y'''} + A \cdot (e_1 + e_2)^2) \times 2 + I_{y'''} \quad (5)$$

Painel de 7 lamelas:

$n^{\circ}lamelas = 4$

$$I_{y'''} = \left( I_{y''''} + A \cdot \left( \frac{e_1}{2} + \frac{e_2}{2} \right)^2 \right) \times 2 + \left( I_{y''''} + A \cdot \left( \frac{3e_1}{2} + \frac{3e_2}{2} \right)^2 \right) \times 2 \quad (6)$$

Então:

$$I_{x'} = I_{x''} \cdot \cos^2 \alpha + I_{y''} \cdot \sin^2 \alpha \quad ; \quad I_{y'} = I_{y''} \cdot \cos^2 \alpha + I_{x''} \cdot \sin^2 \alpha \quad (7)$$

Por fim:

$$I_x = I_{x'} + A_{tot} \cdot (d \cdot \cos \alpha)^2 \quad ; \quad I_y = I_{y'} + A_{tot} \cdot (d \cdot \sin \alpha)^2 \quad (8)$$

Conclusão:

Como  $\alpha = 45^\circ$ , então  $I_{x'} = I_{y'}$  e também  $I_x = I_y$ .

Pela simetria da secção, facilmente se conclui que:

$$I_x^{final} = I_y^{final} \quad (9)$$

O momento de inércia total da secção de base, assim obtido, foi  $I = 33,917m^4$ .

No cálculo dos momentos de inércia dos painéis individuais não foram consideradas as lamelas com o fio horizontal, uma vez que é residual o valor do módulo de elasticidade,  $E_{90,mean}$ , que oferecem à flexão da torre. O valor de cálculo de resistência à flexão,  $f_{m,d}$ , é determinado pela seguinte expressão:

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \times \frac{24}{1,25} = 17,3MPa \quad (10)$$

O valor característico de resistência à flexão,  $f_{m,k}$  é de 24MPa (ver Quadro 2.1),  $k_{mod}$  é obtido do Quadro 3.1 de (EC5, Parte 1-1), admitindo uma classe de serviço 2 e ações de curta duração, e o coeficiente parcial de segurança do material,  $\gamma_M$ , é obtido do Quadro 2.3 da mesma norma. A Figura 4.3 apresenta o valor de tensão normal existente nas secções transversais ao longo da altura da torre, e ainda o limite máximo das mesmas. É possível verificar que não existe nenhuma secção que ultrapasse esse limite, e portanto verifica-se a segurança da estrutura relativamente às tensões normais.



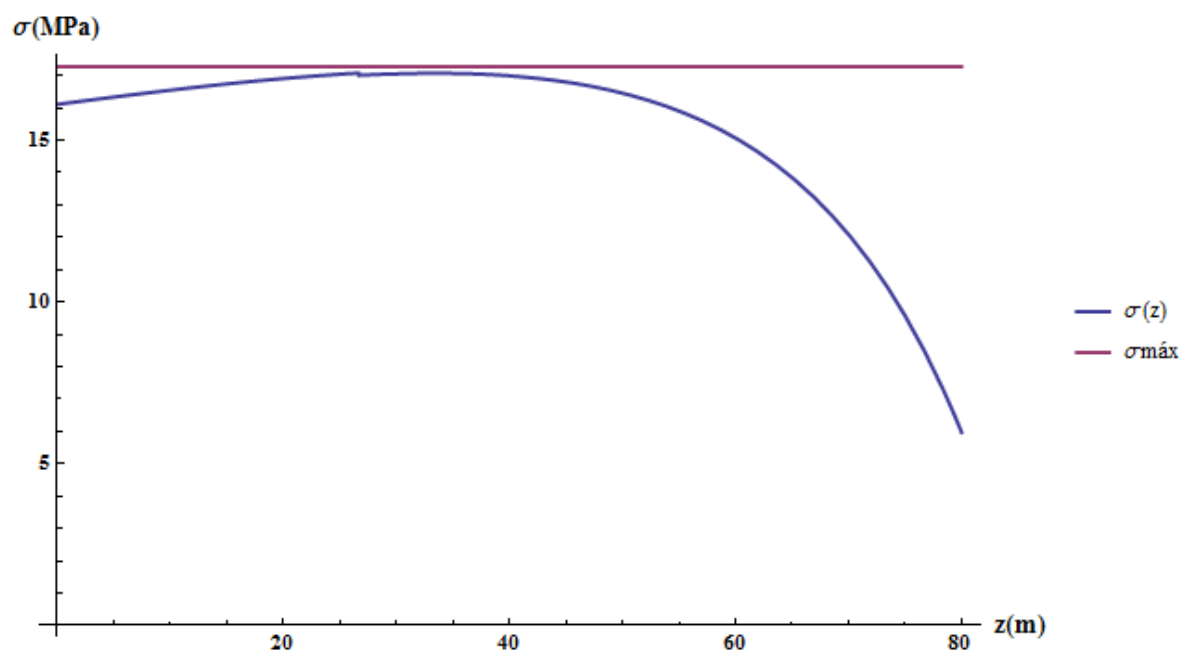


Figura 4.3 – Tensões normais (verticais)

O valor máximo das tensões normais ocorre para  $z = 33,13\text{m}$ , atingindo um valor de aproximadamente  $17,0\text{MPa}$ , inferior ao limite de  $17,3\text{MPa}$ .

Tendo em conta que, dada a dimensão da secção transversal, o painel do lado traccionado da secção está sujeito a um regime de tensões de tração quase uniformes, há que reflectir sobre a possibilidade de, em vez da resistência à flexão, a verificação de tensões ser condicionada pela resistência à tração paralela ao fio da madeira. Esta verificação será mais desfavorável do que a levada a cabo neste estudo preliminar, uma vez que o valor característico de resistência à tracção,  $f_{t,0,k}$ , é bastante inferior a  $f_{m,k}$ . O valor de  $f_{t,0,k}$  é de  $16,5\text{MPa}$  (ver Quadro 2.1), que afectado dos coeficientes de segurança conduziria a um valor de cálculo de resistência à tracção,  $f_{t,d}$ , de  $11,88\text{MPa}$ .

### 4.3 Tensões de corte no CLT e nas juntas verticais

O esforço transversal tem associados, neste sistema, dois tipos possíveis de rotura: o corte da secção de madeira propriamente dita e o escorregamento nas juntas verticais entre painéis de CLT.

As tensões de corte existentes nas secções transversais, ao longo da altura da torre, foram calculadas segundo a expressão da Resistência dos Materiais para uma secção fechada de paredes finas:

$$\tau = \frac{V \cdot S}{2 \cdot I \cdot e} \quad (11)$$

Em que  $\tau$  representa a tensão de corte actuante,  $V$  o esforço transversal actuante,  $S$  o momento estático de área de parte de secção,  $I$  o segundo momento de área (vulgo momento de inércia) de uma secção  $e$ , por fim,  $e$  a distância máxima da secção ao centro geométrico.

O valor máximo das tensões tangenciais ocorre ao nível do eixo baricêntrico que, no caso presente, coincide com a linha diametral. O cálculo do momento estático de meia secção foi realizado partindo dos mesmos pressupostos apresentados no cálculo da inércia da secção e é exemplificado seguidamente para uma determinada secção transversal da torre:

#### Momento estático de meia secção

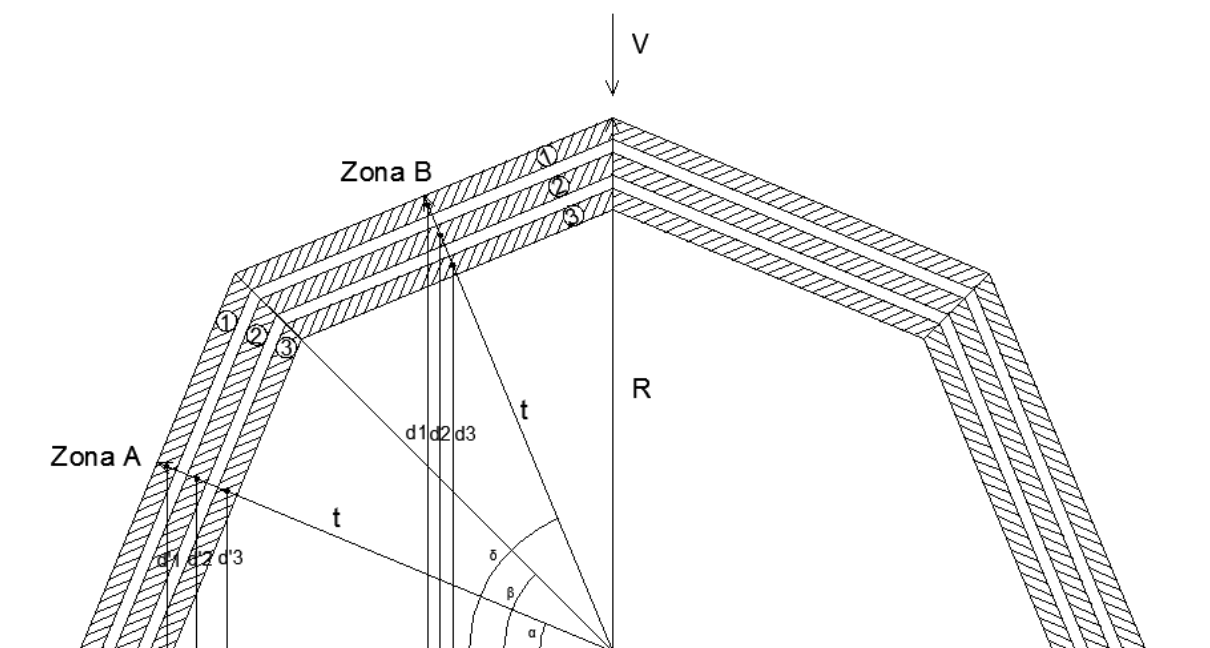


Figura 4.4 – Cálculo do momento estático de meia secção

#### **Momento estático – Zona A:**

$$S_{Zona A} = A_{\textcircled{1}} \cdot d'_1 + A_{\textcircled{2}} \cdot d'_2 + A_{\textcircled{3}} \cdot d'_3 \quad (12)$$

$$d'_1 = \left( t - \frac{e_1}{2} \right) \times \sin 22,5^\circ \quad (13)$$

$$d'_2 = \left( t - \frac{3e_1}{2} - e_2 \right) \times \sin 22,5^\circ \quad (14)$$

$$d'_3 = \left( t - \frac{5e_1}{2} - 2e_2 \right) \times \sin 22,5^\circ \quad (15)$$

$$t = R \cdot \cos 22,5^\circ \quad (16)$$

Considerando, de forma simplificada e conservadora, que:

$$A_{\textcircled{1}} = A_{\textcircled{2}} = A_{\textcircled{3}} = A \quad (17)$$

Então:

$$\begin{aligned} S_{Zona A} &= A \cdot (d'_1 + d'_2 + d'_3) = A \cdot \left( \left( 3t - \frac{9e_1}{2} - 3e_2 \right) \times \sin 22,5^\circ \right) = \\ &= A \cdot \left( \left( 3R \cdot \cos 22,5^\circ - \frac{9e_1}{2} - 3e_2 \right) \times \sin 22,5^\circ \right) \end{aligned} \quad (18)$$

**Momento estático Zona B:**

$$S_{Zona B} = A_{\textcircled{1}} \cdot d_1 + A_{\textcircled{2}} \cdot d_2 + A_{\textcircled{3}} \cdot d_3 \quad (19)$$

$$d_1 = \left( t - \frac{e_1}{2} \right) \times \sin 67,5^\circ \quad (20)$$

$$d_2 = \left( t - \frac{3e_1}{2} - e_2 \right) \times \sin 67,5^\circ \quad (21)$$

$$d_3 = \left( t - \frac{5e_1}{2} - 2e_2 \right) \times \sin 67,5^\circ \quad (22)$$

$$t = R \cdot \cos 22,5^\circ \quad (23)$$

Idem:

$$A_{\textcircled{1}} = A_{\textcircled{2}} = A_{\textcircled{3}} = A \quad (24)$$

Então:

$$\begin{aligned} S_{Zona B} &= A \cdot (d_1 + d_2 + d_3) = A \cdot \left( \left( 3t - \frac{9e_1}{2} - 3e_2 \right) \times \sin 67,5^\circ \right) = \\ &= A \cdot \left( \left( 3R \cdot \cos 22,5^\circ - \frac{9e_1}{2} - 3e_2 \right) \times \sin 67,5^\circ \right) \end{aligned} \quad (25)$$

## CONCLUSÃO:

O valor do momento estático total é então dado por:

$$S_{total} = 2 \times S_{Zona A} + 2 \times S_{Zona B} \quad (26)$$

O valor característico de resistência ao corte,  $f_{v,k}$ , é de 2,7MPa (ver Quadro 2.1), obtendo-se o seguinte resultado para o seu valor de cálculo,  $f_{v,d}$ :

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{2,7 \times 0,9}{1,25} = 1,94 MPa \quad (27)$$

A Figura 4.5 apresenta o valor das tensões de corte ao longo da altura da torre, o qual se mantém praticamente constante dada a diminuição da secção transversal ao longo da altura. É possível verificar que todas as secções transversais se encontram com uma tensão de corte muito inferior à tensão limite.

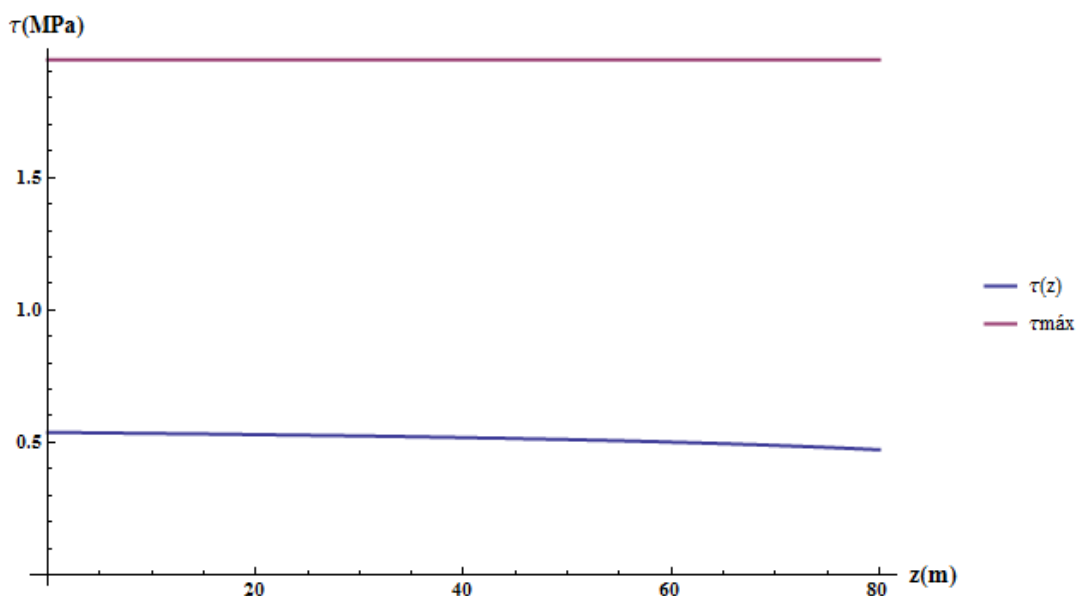


Figura 4.5 – Tensões de corte

De forma a que a secção transversal se comporte monoliticamente, é necessário impedir o escorregamento relativo nas juntas, as quais deverão suportar as tensões de corte existentes, impedindo que os painéis deslizem. Este objectivo pode ser conseguido por colagem, que se revela pouco prática numa aplicação como esta, além de apresentar problemas de controlo de qualidade e incerteza de comportamento a longo prazo, por meios mecânicos ou por uma combinação de ambos. Está em fase de estudo e desenvolvimento um sistema mecânico que

visa dar resposta a este e outros problemas. Como já se referiu, por razões de salvaguarda de propriedade intelectual não é, no entanto, ainda possível adiantar pormenores a esse respeito.

#### **4.4 Tensões na fundação**

O dimensionamento da fundação de uma torre eólica é condicionado, maioritariamente, pelo momento de derrube na base da torre em situações de carga extrema e pelas condições geotécnicas do local. As fundações superficiais em betão armado apresentam-se, por norma, como uma solução simples e económica, sendo amplamente utilizadas em situações normais de terreno e sempre que o solo apresente boa capacidade de suporte. Fundações por estacas, poços de perfuração, caixões, ou outro tipo de fundações são tipicamente utilizadas em solos de fraca qualidade e em situações anormais de terreno, tal como espaço limitado, terreno inclinado e *off-shore* (LaNier et al., 2005).

Sendo o tipo e a forma da fundação a escolher dependente do solo e do terreno em que a torre é implantada, e dada a irrelevância de uma análise profunda, tendo em vista os objectivos deste trabalho, apenas se procedeu às verificações respeitantes ao estado limite de equilíbrio (EN 1997-1, 2010) e à determinação da distribuição de tensões na base da fundação. As verificações foram realizadas admitindo uma fundação circular de acordo com a Figura 4.6, e considerando uma tensão admissível no solo de 250kPa.

Para a acção do vento condicionante calculou-se uma fundação de forma a ser possível determinar a frequência própria da torre e assim obter as acções sísmicas. Se as acções sísmicas na base forem superiores à acção do vento é realizado um novo cálculo para a fundação (2ª iteração), desta vez com base nas acções sísmicas.

Devido ao carácter exploratório deste trabalho optou-se, simplificadamente, por uma distribuição das tensões na fundação partindo do pressuposto de uma base rígida, e portanto, com uma distribuição linear de tensões.

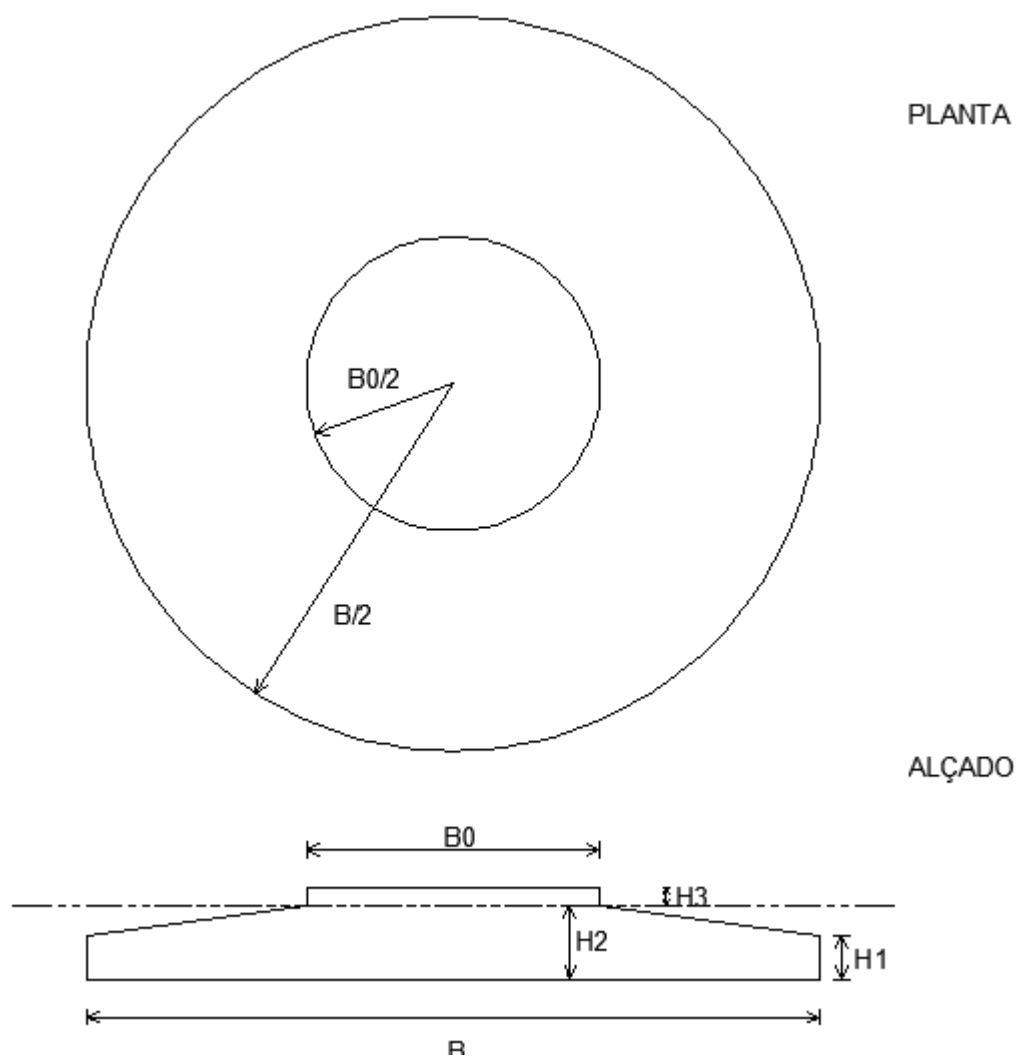


Figura 4.6 – Geometria da fundação

O cálculo da tensão máxima de compressão na sapata e o comprimento da zona inactiva teve por base um processo exacto, tal como descrito seguidamente:

- $R$  é o raio da sapata;
- $c$  é o comprimento da zona inactiva;
- $\sigma_{\text{máx}}$  é a tensão máxima de compressão.

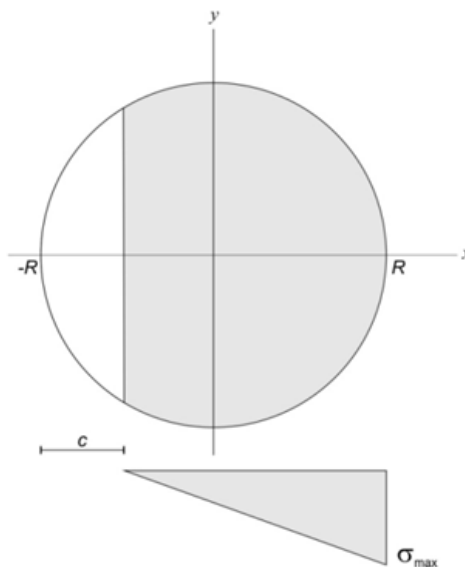


Figura 4.7 – Cálculo da tensão máxima de compressão na sapata

Função de tensão no solo:

$$\sigma(x) := \left[ \frac{\sigma_{\max}}{(2R-c)} \right] \cdot (x + R - c) \quad (28)$$

Uma tira elementar de largura  $dx$  na posição  $x$  tem a seguinte área:

$$dA(x) := 2\sqrt{R^2 - x^2} dx \quad (29)$$

A esta área corresponde a seguinte força e momento flector elementares resultantes:

$$dF(x) := 2\sqrt{R^2 - x^2} \cdot \sigma(x) dx \quad (30)$$

$$dM(x) := 2x\sqrt{R^2 - x^2} \cdot \sigma(x) dx \quad (31)$$

As resultantes de todas as contribuições elementares deverão igualar os valores de  $Fz_{res}$  e  $M_{res}$ , ou seja:

$$F(x) := \int_{c-R}^R 2\sqrt{R^2 - x^2} \cdot \sigma(x) dx = Fz_{res} \quad (32)$$

$$M(x) := \int_{c-R}^R 2x\sqrt{R^2 - x^2} \cdot \sigma(x) dx = M_{res} \quad (33)$$

Resultados obtidos:

$$\sigma_{\max} := 234,03 kPa \quad (34)$$

$$c := 8,68 m \quad (35)$$

Tensão admitida no solo:

$$\sigma_{adm} := 250kPa \quad (36)$$

#### **4.5 Metodologia de cálculo (*FlowChart*)**

Na Figura 4.8 é apresentada, sob a forma de um esquema, a metodologia de cálculo seguida no pré-dimensionamento da torre eólica em CLT. Tanto a acção da fadiga como a verificação da segurança das ligações não foram contempladas neste trabalho, tal como justificado anteriormente.

Em anexo (A a F) são apresentados os cálculos e resultados sumários que acompanham a metodologia de cálculo referida, tendo sido apresentado nos subcapítulos 4.2 e 4.3 a verificação à segurança das secções.



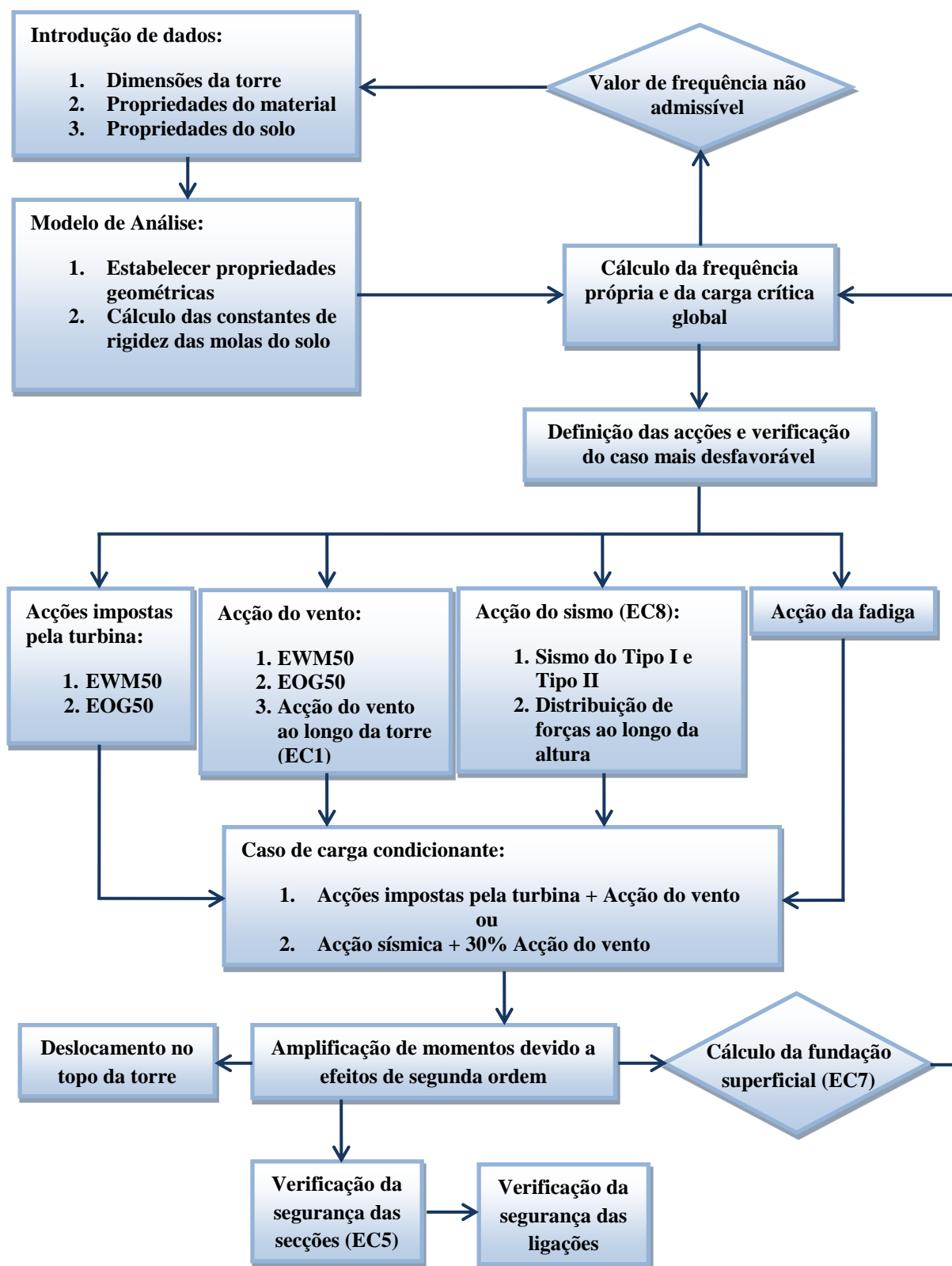


Figura 4.8 – Metodologia de cálculo (FlowChart) adaptado de (LaNier et al., 2005)

## 5 ANÁLISE DE RESULTADOS, CUSTOS E SUSTENTABILIDADE

### 5.1 Estudo comparativo de custos

O estudo comparativo de custos seguidamente apresentado é bastante simples, procurando-se obter valores essencialmente indicativos e que permitam dar uma visão geral sobre a temática. Os resultados apresentados foram baseados em (Engström et al, 2010) e (Moura, 2012). Comparam-se torres em aço, híbridas e em CLT, para alturas de 80 metros e potência das turbinas de 2,0 MW. Será comparado o custo específico de investimento por MWh/ano, considerando que uma turbina de 2,0MW produz anualmente uma média de 4000 MWh.

Os custos da fundação, torre, montagem e transporte para as torres em aço e híbridas foram retirados de (Moura, 2012), os quais foram baseados e adaptados de (LaNier et al., 2005). Tal como a primeira referência indica, os valores são de 2004 e encontram-se desactualizados. No entanto a margem de erro é totalmente aceitável, tendo em conta o grau de rigor pretendido neste estudo. Relativamente ao custo do gerador + cablagem, o valor é de 2750 K€, e igual em qualquer dos casos.

Para a torre em aço, o custo da fundação é de aproximadamente 66,3 K€, o custo da torre 267,3 K€ (inclui elevação, montagem e transporte da *nacelle*, rotor e pás, bem como o transporte da torre), o custo do revestimento exterior 25 K€ e por fim o custo de montagem da torre é de 47,4 K€. O valor total é de 3156 K€.

Para a torre híbrida, o custo da fundação é de aproximadamente 142,9 K€, o custo da torre 231,2 K€ (inclui elevação, montagem e transporte da *nacelle*, rotor e pás, bem como o transporte da torre), o custo do revestimento exterior 14,3 K€ e por fim o custo de montagem da torre é de 188,6 K€. O valor total é de 3327 K€.

Finalmente, para a torre em CLT é admitido um valor de 500 €/m<sup>3</sup> para o preço dos painéis de CLT, que inclui os trabalhos relacionados com a montagem (corte/colagem) e o revestimento. A torre em estudo tem um volume de aproximadamente 334 m<sup>3</sup>, resultando em 167 K€. Relativamente ao custo da fundação, foi admitido um valor intermédio entre a torre

em aço e a torre híbrida, resultando em 104,6 K€. Para o custo do transporte e montagem da torre, nacelle, rotor e pás foi assumido o valor de 40 K€. O valor total é de 3061,6 K€.

O Quadro 5.1 permite comparar as torres em aço, híbridas e em CLT em termos de custo específico de investimento por MWh/ano:

Quadro 5.1 - Custo Específico de Investimento por MWh/ano

Torres	Potência (MW)	Custo Total	Produção Anual (MWh)	Custo Específico de Investimento por MWh/ano
Aço	2,0	3.156.000 €	4.000	789 €
Híbridas	2,0	3.327.000 €	4.000	832 €
CLT	2,0	3.061.600 €	4.000	765 €

## 5.2 Sustentabilidade e impacto ambiental

Tal como mencionado no enquadramento geral desta dissertação, os objectivos de sustentabilidade pretendidos das energias renováveis entram em conflito com os materiais usualmente utilizados na construção de torres eólicas. O cálculo de emissões primárias de CO<sub>2</sub> é umas das formas de avaliar qual o impacto ambiental que cada sistema estrutural produz. Seguidamente é apresentado um pequeno estudo de impacto ambiental com base nas emissões primárias de CO<sub>2</sub>, comparando-se torres eólicas em CLT, aço, betão e híbridas.

Consultando a Declaração Ambiental de Produto dos painéis CLT da KLH (KLH, 2012), obtém-se um valor médio de -816 kgCO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup> para a categoria de impacto ambiental Potencial de Aquecimento Global (GWP). O sinal negativo indica que a produção de CLT origina sequestro de CO<sub>2</sub>. Este valor foi obtido após uma análise de ciclo de vida nas fases A1-A3. De acordo com a informação disponível na base de dados (GaBi, 2015) os valores homólogos para o aço e betão armado pré-fabricado são respectivamente 15327 kgCO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup> e 328 kgCO<sub>2</sub>eq/m<sup>3</sup>.

O valor obtido para o betão armado pré-fabricado teve por base os resultados apresentados em (GaBi, 2015) para uma espessura de 18 cm e 40 cm. Visto que os resultados apresentavam uma proporcionalidade directa, e tendo por referência uma espessura de betão de 35 cm (Queirós, 2011), obteve-se o valor anteriormente apresentado, por interpolação linear.

Considerando o volume estimado em cada uma das soluções temos o seguinte resultado final:

Quadro 5.2 – Emissões primárias de CO<sub>2</sub>.

Sistema Estrutural		Volume (m <sup>3</sup> )	Coef. GWP (kgCO <sub>2</sub> eq/m <sup>3</sup> )	(tonCO <sub>2</sub> eq)
CLT		334	-816	-273
Híbrida	Parte em Aço	6,8	15327	188
	Parte em Betão	256	328	
Aço		16,1	15327	247
Betão		237	328	78

A análise de sustentabilidade e impacto ambiental efectuada, embora simples, permitiu verificar que a solução de torres eólicas em CLT é a única que se apresenta vantajosa no que diz respeito a emissões de CO<sub>2</sub>, demonstrando a forte capacidade da madeira em sequestrar CO<sub>2</sub> da atmosfera durante a fase de crescimento das árvores na floresta.

Sendo o limite de emissões de CO<sub>2</sub> estabelecido para cada país, e dentro do próprio país estabelecido um montante máximo para cada poluente, pretende-se incentivar as empresas a desenvolver e utilizar tecnologias não poluentes de forma a reduzir os custos de emissão de poluentes e vender quotas que não necessitem às empresas que já atingiram o seu limite. Os resultados obtidos e apresentados no Quadro 5.2 são bastante sugestivos, tendo em conta todas as questões envolvidas com direitos de emissão de CO<sub>2</sub>. Uma empresa que produza torres em CLT, além de reduzir possíveis custos de emissões de gases poluentes, poderá ainda obter lucros provenientes da venda de direitos de emissão a outras empresas que já tenham atingido o seu limite e que pretendam adquirir “direitos de poluição”.

### 5.3 Análise de resultados

Como é possível verificar pelos resultados do Quadro 6.1, a torre eólica em CLT é fortemente influenciada pela acção do vento (EWM), tanto no que diz respeito às verificações das secções e dimensionamento da fundação, como na deformação da torre. No que diz respeito ao cálculo da acção do vento sobre a torre (ver Anexo B), a falta de informação específica da EN1991-1-4 (CEN, 2005) para o tipo de estrutura em estudo, teve como consequência a utilização de coeficientes mais conservadores.

Quanto à influência da fundação no cálculo da frequência natural da torre, verificou-se uma diferença de -4,67% entre base fixa e base deformável. Apesar de pequena, esta diferença poderá ser determinante no que diz respeito à gama de frequências admissíveis para uma determinada turbina, além de afectar directamente a quantificação da acção sísmica e do vento sobre a torre.

O valor do deslocamento no topo da torre, 0,988m, não é sujeito a qualquer tipo de condicionalismo, uma vez que não foi possível encontrar informação para a sua limitação nos dados dos fabricantes de turbinas.

Relativamente aos custos, os valores apresentados no Quadro 5.1 são meramente indicativos, uma vez que são várias as condicionantes que influenciam os mesmos, como por exemplo os valores de produção anual que são muito influenciados pela potência da torre e pela localização da mesma. Como já foi referido anteriormente, devido à falta de informação relativa a vários parâmetros, a torre em CLT estará sobredimensionada, acreditando-se que as suas características geométricas poderão ser diminuídas consideravelmente através de um estudo mais profundo e detalhado.

Quadro 5.3 – Resultados sumários para a torre eólica em CLT

<b>Torre Eólica em CLT - 2,1MW</b>	
Diâmetro do rotor	92,5m
Peso total no topo da torre	1080kN
Altura total da torre	80m
Diâmetro circunscrito na base	8,00m
Diâmetro circunscrito a meia altura	5,75m
Diâmetro circunscrito no topo	3,20m
Espessura da parede (constante)	0,248m
Diâmetro da fundação	20m
Altura da fundação (H <sub>2</sub> + H <sub>3</sub> )	2,5m
Peso da torre (kN)	1798,24kN
Peso da torre (kg)	183494,01kg
Carga crítica global	93584,3kN
Deslocamento no topo para Sismo Tipo I	0,326m
Deslocamento no topo para Sismo Tipo II	0,423m
Deslocamento no topo para acção do vento condicionante	0,988m
Frequência natural da torre (Rayleigh) com base fixa	0,512Hz
Frequência natural da torre (Rayleigh) com fundação (influência em %)	0,488Hz (-4,67%)
Caso de carga condicionante para a base	Vento (EWM)
Caso de carga condicionante para o topo	Vento (EWM)

## 6 CONCLUSÃO

A construção de torres eólicas em CLT é já uma realidade na Alemanha e afigura-se estrutural e economicamente viável. O sistema permite responder de forma adequada aos problemas relacionados com o transporte, frequências de vibração e estabilidade.

Por se tratar de um estudo primário de viabilidade técnica e económica, não foram abordados alguns aspectos importantes no dimensionamento de uma estrutura desta natureza, entre os quais a fadiga, o comportamento e manutenção da estrutura ao longo da sua vida útil, as ligações entre painéis, o revestimento a aplicar exteriormente, a estrutura interna de apoio à construção da torre, etc. Ainda que importantes, acredita-se que não sejam determinantes na avaliação da viabilidade/inviabilidade deste sistema.

Embora a dificuldade em obter informações mais precisas, na quantificação das acções, tenha resultado na necessidade de adopção de factores de segurança mais severos e dificultado o apuramento de resultados e conclusões mais firmes, o pré-dimensionamento obtido, e a sua estimativa de custo, sugerem que a solução tem condições para se afirmar como uma alternativa competitiva às que actualmente são oferecidas neste mercado. O seu custo poderá ainda ser reduzido pela aplicação de sistemas de ligação e montagem especificamente pensados para ele e que se encontram actualmente em estudo.

A análise de impacto ambiental apresentada veio confirmar que o CLT é um material que, para além de dar resposta aos requisitos estruturais e construtivos que as torres eólicas estão sujeitas, consegue ainda dar resposta aos objectivos de sustentabilidade pretendidos pelas energias renováveis. O CLT aplicado em torres eólicas apresenta claros benefícios no que diz respeito a direitos de emissão de CO<sub>2</sub>, com vantagens óbvias relacionadas com os custos dos mesmos.

Acredita-se que o aprofundamento e desenvolvimento deste estudo é imprescindível e fundamental. Existe a necessidade de ‘refinar’ vários aspectos, entre eles a quantificação das acções. A acção do vento, calculada a partir de resultados obtidos de outros contextos estruturais, deverá envolver a construção de um modelo para a turbina, tendo em conta as características geométricas de uma torre em CLT. Além disso, é necessário considerar a acção da fadiga. A aplicação de um método que permita converter os danos provocados pela turbina

---

à estrutura em acções, tal como o método da acção de dano equivalente (Damage Equivalent Load, DEL), desenvolvido pelo National Renewable Energy Laboratory (NREL), é fundamental à compreensão e quantificação desta acção.

Outro aspecto importante é a desenvolvimento de um sistema de ligações que responda eficazmente às exigências deste tipo de estruturas e que permita o bom comportamento das secções. Existe um estudo, a decorrer presentemente, que visa dar resposta a esta questão das ligações e que, daquilo que foi possível apurar até ao momento, promete ser viável e eficaz. Não é possível, no entanto, e por motivos de direito de autor, apresentar qualquer tipo de informação acerca do mesmo.

A análise ambiental de ciclo de vida (Life-Cycle Assessment, LCA) é, sem dúvida, outros dos aspectos indispensáveis num futuro desenvolvimento deste estudo. Trata-se de um método que permite avaliar os aspectos ambientais bem como potenciais impactos de um determinado produto, tanto ao nível de fabricação e construção como de manutenção e fim-de-vida.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APREN@ (2014). <http://www.apren.pt>. Associação Portuguesa de Energias Renováveis (página internet oficial), Portugal.
- British Standard Institution (1972). “Code of basic data for the design of buildings”. CP3, Chapter V, Part 2, Wind Loads.
- Burton, T. et al (2001). “Wind Energy Handbook”. John Wiley & Sons, Ltd, Inglaterra.
- CEN (2005). “NP EN1991-1-4:2005 Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais – Acção do vento”. European Committee for Standardization.
- CEN (2003). “EN1995-1-1:2003 Eurocode 5 – Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings”. European Committee for Standardization.
- CEN (2010). “NP EN1997-1:2010 Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais”. European Committee for Standardization.
- CEN (2010). “NP EN1998-1:2010 Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. European Committee for Standardization.
- DesignBoom@ (2014). <http://www.designboom.com/technology/timber-tower-wooden-wind-turbine/>.
- DS 472 (1992). “Code of basic data for loads and safety of wind turbine constructions”. The Danish Society of Engineers and the Federation of Engineers.
- Engström, S. et al (2010). “Tall towers for large wind turbines”. Report from Vindforsk project V-342 Höga torn för vindkraftverk, Suécia.
- EWEA@ (2014). <http://www.ewea.org>. The European Wind Energy Association.
- FPInnovations (2011). “CLT Handbook: Cross laminated timber”. Ed. por S. Gagnon e C. Pirvu, Canadá.
- GaBi@ (2015). <http://www.gabi-software.com/international/index/>. Base de dados GaBi.
- Germanischer Lloyd (1993). “Rules and Regulations: IV – Non-Marine Technology: Part 1 - Wind Energy: Regulation for the Certification of Wind Energy Conversion Systems”.
-



- HISTWIN (2006-2009). “High-strength tower in steel for wind turbines”. Research Fund for Coal and Steel, European Commission.
- International Electrotechnical Commission (2005). “IEC 61400-1 – Wind turbine generator systems – Part 1: Design Requirements”. International Standard, Third Edition.
- KLH (2011). “European Technical Approval: ETA-06/0138”. European Organization for Technical Approvals, Austria.
- KLH (2012). “Environmental Product Declaration According to ISO 14025”. KLH Massivholz GmbH.
- LaNier, M. e Berger/ABAM Engineers Inc. (2005). “LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers”, Subcontract report NREL/SR-500-36777, Estados Unidos.
- Mathew, S. (2006). “Wind Energy: Fundamentals, Resource Analysis and Economics”. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin.
- Malcolm, D.J. e Hansen, A.C. (Junho 2000 - Junho 2002). “WindPACT Turbine Rotor Design Study”. Subcontract Report NREL/SR-500-32495, Estados Unidos.
- Moura, A. (2012). “Análise comparativa de torres eólicas em aço e híbridas aço-betão para alturas e potências variáveis”. Dissertação de mestrado, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Nelson, V. (2009). “Wind Energy: Renewable Energy and the Environment”. Taylor & Francis Group.
- Queirós, L. (2011). “Estudo de Betões para Torres Eólicas”. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Rebelo, C. (2012). “Design loads to be considered for tower and foundation design”. Universidade de Coimbra, Portugal.
- TimberTower@ (2014). <http://www.timbertower.de/en/>. Timber Tower, Alemanha.
- Training Course (2011). “Wind Towers: Design by FEM and Technological Features”. Universidade de Coimbra, Portugal.

## **ANEXOS**

- A**            Características dos materiais e da torre
  
- B**            Acções do vento sobre a torre
  
- C**            Fundação
  
- D**            Frequência natural da torre
  
- E**            Análise sísmica
  
- F**            Amplificação dos momentos

## ANEXO A – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL E DA TORRE

- **Características do material:**

Peso volúmico do CLT:  $\rho_{\text{CLT}} := 5,39 \text{ kN/m}^3$

Módulo de elasticidade:

Paralelo ao fio:  $E_{0,\text{mean}} := 12000 \text{ MPa}$

Perpendicular ao fio:  $E_{90,\text{mean}} := 370 \text{ MPa}$

Características do gerador:

Peso do gerador:  $\text{HeadWeight} := 1080\text{kN} (2,1\text{MW})$

Peso total adicional na torre:  $W_{\text{CC}} := 50\text{kN}$

- **Características geométricas da torre:**

Altura da torre  $h := 80\text{m}$

Meia altura  $h_c := 40\text{m}$

Diâmetro externo:  $D_b := 8,00\text{m} \text{ (Base)}$

$D_t := 3,50\text{m} \text{ (Topo)}$

Espessura da parede:  $T(z) := 0,248\text{m}$

Equação do diâmetro da torre ao longo da altura:  $d(z) := D_b - \frac{(z \cdot (D_b - D_t))}{h}$

Área ao longo da altura:

$$A(z) := 0,83 \cdot \left( (0,924 \cdot d(z))^2 - (0,924 \cdot d(z) - 2 \cdot T(z))^2 \right)$$

Peso ao longo da altura:  $w_t(z) := A(z) \cdot \rho_{\text{CLT}}$

$$W_z(z) := \int_z^h w_t(x) dx$$

Peso total da torre:  $W_z(0) := 1798,24\text{kN}$

Peso total:  $W := W_z(0) + \text{HeadWeight} + W_{\text{CC}} = 2928,24\text{kN}$

## ANEXO B – ACÇÕES DO VENTO SOBRE A TORRE

- **Forças de operação no Topo (não majoradas):**

$$\begin{aligned}
 F_{Xt1} &:= \frac{-102,5}{1.10} \text{ kN} & F_{Yt1} &:= \frac{-682,9}{1.10} \text{ kN} & F_{Zt1} &:= \frac{-1202,2}{1.10} \text{ kN} \\
 F_{Xt2} &:= \frac{-115,1}{1.35} \text{ kN} & F_{Yt2} &:= \frac{103,5}{1.35} \text{ kN} & F_{Zt2} &:= \frac{-1417,7}{1.35} \text{ kN} \\
 M_{Xt1} &:= \frac{1216,9}{1.10} \text{ kNm} & M_{Yt1} &:= \frac{-1803,8}{1.10} \text{ kNm} & M_{Zt1} &:= \frac{1334,4}{1.10} \text{ kNm} \\
 M_{Xt2} &:= \frac{206,7}{1.35} \text{ kNm} & M_{Yt2} &:= \frac{-7057,7}{1.35} \text{ kNm} & M_{Zt2} &:= \frac{-2155,1}{1.35} \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- **Forças de operação na Base (não majoradas):**

$$\begin{aligned}
 M_{Xb1} &:= \frac{64537,7}{1.10} \text{ kNm} & M_{Yb1} &:= \frac{-14579,7}{1.10} \text{ kNm} & M_{Zb1} &:= \frac{1339,3}{1.10} \text{ kNm} \\
 F_{Xb1} &:= \frac{-217,4}{1.10} \text{ kN} & F_{Yb1} &:= \frac{-933,0}{1.10} \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Resultantes para EWM (1):**

TOPO:

Força horizontal resultante:  $F_{t_{total1}} := \sqrt{F_{Xt1}^2 + F_{Yt1}^2} = 627,77 \text{ kN}$

Força vertical resultante:  $F_{zt_{total1}} := F_{Zt1} = -1092,91 \text{ kN}^1$

Momento flector resultante:  $M_{t_{total1}} := \sqrt{M_{Xt1}^2 + M_{Yt1}^2} = 1978,09 \text{ kNm}$

Momento torsor resultante:  $M_{zt_{total1}} := M_{Zt1} = 1213,09 \text{ kNm}$

BASE:

Força horizontal na direcção x:  $F_{bx1} := F_{Xb1} + V_z(0m) = 1470,79 \text{ kN}$

Força horizontal resultante:  $F_{b_{total1}} := \sqrt{F_{bx1}^2 + F_{Yb1}^2} = 1697,88 \text{ kN}$

Força vertical resultante:  $F_{zb_{total1}}(z) := F_{Zt1} - W_z(z) - \text{if}(z \leq h_c, W_{cc}, 0 \text{ kN})$

<sup>1</sup> Este valor inclui o peso da nacelle, ou seja, o HeadWeight;

Momento flector na direcção y:  $M_{b_{y1}} := M_{Y_{b1}} + M_z(0m) = 63003,37\text{kNm}$

Momento flector resultante:  $M_{b_{total1}} := \sqrt{M_{b_{y1}}^2 + M_{X_{b1}}^2} = 86091,05\text{kNm}$

Momento torsor resultante:  $M_{z_{b_{total1}}} := 1339,30\text{kNm}$

• **Resultantes para EOG (2):**

Força horizontal resultante:  $F_{t_{total2}} := \sqrt{F_{X_{t2}}^2 + F_{Y_{t2}}^2} = 115,00\text{kN}$

Força vertical resultante:  $F_{z_{t_{total2}}} := F_{Z_{t2}} = -1090,15\text{kN}$

Momento flector resultante:  $M_{t_{total2}} := \sqrt{M_{X_{t2}}^2 + M_{Y_{t2}}^2} = 5230,17\text{kNm}$

Momento torsor resultante:  $M_{z_{t_{total2}}} := M_{Z_{t2}} = -1596,37\text{kNm}$

• **Valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$**

Valor básico da velocidade de referência do vento:

$$v_{b0} := 30 \text{ m/s} \quad \text{Quadro NA.I (Zona B)}$$

Coefficiente de direcção:  $c_{dir} := 1,0$  cl. 4.2, NOTA 2

Coefficiente de sazão:  $c_{season} := 1,0$  cl. 4.2, NOTA 3

Valor de referência da velocidade do vento:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b0} = 30 \text{ m/s (eq.41)}$$

• **Velocidade média do vento,  $v_m(z)$ :**

Comprimento de rugosidade:

$$z_0 := 0,05 \quad \text{Quadro NA-4.1}$$

Altura mínima:  $z_{min} := 3\text{m}$  Quadro NA-4.1

Altura máxima:  $z_{max} := 200\text{m}$  cl. 4.3.2

Comprimento de rugosidade para tipo de terreno II:

$$z_{0II} := 0,05 \quad \text{Quadro NA-4.1}$$

Coefficiente de terreno:  $k_r := 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}}\right)^{0,07} = 0,19$  cl. 4.3.2

Coeficiente de rugosidade (z variável):

$$C_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{eq.4.4})$$

Coeficiente de orografia:  $C_0(z) := 1,0$

cl. 4.3.1

Velocidade média do vento:

$$v_m(z) := C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b \quad (\text{eq. 4.3})$$

• **Pressão dinâmica de pico,  $q_p(z)$ :**

Coeficiente de turbulência:

$$k_I := 1,0 \quad \text{cl. 4.4 NOTA 2}$$

Intensidade de turbulência:

$$I_v(z) := \frac{k_I}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{cl. 4.4 NOTA 2}$$

Densidade do ar:

$$\rho := 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Pressão dinâmica de pico:  $q_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_v(z)\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$

(eq. 4.8)

• **Força exercida pelo vento,  $F_w$ :**

Coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ :

$$c_s c_d := \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = 1,375$$

(eq. 6.1)

Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural:

$$z_s = 80\text{m} \quad \text{cl. 6.3.1}$$

Factor de pico:

$$k_p := \max\left(\sqrt{2 \cdot \ln(vT)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(vT)}}; 3\right) = 3,516$$

(Anexo B, eq. B.4)

Duração de integração da velocidade média do vento:

$$T := 600\text{s} \quad (\text{Anexo B, cl. B.2})$$

Frequência de passagens ascendentes:

$$v := \max\left(\eta_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; 0,08\text{Hz}\right) = 0,435$$

(Anexo B, eq. B.5)

Coefficiente de resposta em ressonância:

$$R^2 := \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, \eta_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = 2,465$$

(Anexo B, eq. B.6)

Decremento logarítmico total de amortecimento:

$$\delta := 0,025 \text{ (valor admitido de forma conservadora)}$$

Função de densidade espectral de potência adimensional:

$$S_L(z_s, \eta_{1,x}) := \frac{6,8 \cdot f_L(z_s, \eta_{1,x})}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_s, \eta_{1,x}))^{5/3}} = 0,079$$

(Anexo B, eq. B.2)

Frequência adimensional determinada pela frequência  $\eta_{1,x}$ :

$$f_L(z_s, \eta_{1,x}) := \frac{\eta_{1,x} \cdot L(z_s)}{v_m(z_s)} = 2,161 \quad (\text{Anexo B, cl. B.1(2)})$$

Através do Método de Rayleigh (ver Anexo D) obtém-se  $\eta_{1,x} := 0,488$

Escala de turbulência:  $L(z_s) := L_t \cdot \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha = 186,25\text{m}$  (Anexo B, eq. B.1)

Altura de referência:  $z_t := 200\text{m}$

Escala de referência:  $L_t := 300\text{m}$  (Anexo B, cl. B.1(1))

Coefficiente:  $\alpha := 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,52$  (Anexo B, cl. B.1(1))

Funções de admitância aerodinâmica:

$$R_h(\eta_h) := \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) = 0,207$$

(Anexo B, eq. B.7)

$$R_b(\eta_b) := \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) = 0,767$$

(Anexo B, eq. B.8)

Em que:  $\eta_h := \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, \eta_{1,x}) = 4,270$  (Anexo B, cl. B.2(6))

$$\eta_b := \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, \eta_{1,x}) = 0,427 \quad (\text{Anexo B, cl. B.2(6)})$$

Coeficiente de resposta quase-estática:

$$B^2 := \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} = 0,641 \quad (\text{Anexo B, eq. B.3})$$

Coeficiente de força:  $c_f := c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 1,1895$  (eq. 7.13)

Coeficiente de efeitos de extremidade,  $\psi_\lambda$ :

Esbelteza efectiva:  $\lambda = 70\text{m}$  Quadro 7.16

Índice de cheios:  $\varphi = \frac{A}{A_c} = 1,00$  (eq.7.28)

$$\psi_\lambda = 0,915 \quad \text{Figura 7.13}$$

Coeficiente de força para elementos estruturais sem livre escoamento em tornos das extremidades,  $c_{f,0}$ :

Número de Reynolds:  $Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v}$  (eq. 7.15)

Em que:

$b$  é o diâmetro da circunferência circunscrita;

$v(z_e)$  corresponde a  $v_m(z_e)$  (definido anteriormente), tal como indicado na nota a) do Quadro 7.11.

Viscosidade cinemática do ar:

$$v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{cl. 7.9.1}$$

Considerando  $r/b < 0,075$ , tal como indicado no Quadro 7.11, e uma vez que o número de Reynolds é sempre superior a  $3 \cdot 10^5$ , então:

$$c_{f,0} = 1,3$$

Área de referência:  $A_{ref} = l \cdot b$  (eq. 7.14)



Em que:

$l$  é o comprimento do elemento estrutural a ser considerado.<sup>2</sup>

Força exercida pelo vento:

$$F_w := c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (\text{eq. 5.3})$$

- **Esforço transverso na torre devido à força exercida pelo vento:**

$$V_z(z) := \int_z^h \frac{F_w(x)}{l} dx$$

Esforço transverso na base:  $V_z(0m) := 1273,15kN$

- **Momento flector na torre devido à força exercida pelo vento:**

$$M_z(z) := \int_z^h \frac{F_w(x)}{l} \cdot (x - z) dx$$

Momento flector na base:  $M_z(0m) := 49749,10kN$

---

<sup>2</sup> Como o valor de  $b$  varia em altura, é necessário considerar vários troços  $l$ , tendo sido adoptado um valor de  $l := 0.0001m$  a fim de se obter resultados bastante realistas.

---

## ANEXO C - FUNDAÇÃO

- **Geometria da fundação:**

$$B := 20,00\text{m} \quad R := \frac{B}{2} = 10,00\text{m} \quad B_0 := D_b = 8,00\text{m}$$

$$H_1 := 1,20\text{m} \quad H_2 := 2,00\text{m} \quad H_3 := 0,50\text{m}$$

$$\text{Área}_{\text{Base}} := \pi \cdot R^2 = 314,159\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Volume}_{\text{fund.}} &:= \text{Área}_{\text{Base}} \cdot H_1 + \frac{\pi}{3} \cdot \left[ R^2 + R \cdot \frac{B_0}{2} + \left( \frac{B_0}{2} \right)^2 \right] \cdot (H_2 - H_1) + \pi \cdot \left( \frac{B_0}{2} \right)^2 \cdot H_3 \\ &= 532,814\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume}_{\text{balast.}} &:= \text{Área}_{\text{Base}} \cdot H_2 - \frac{\pi}{3} \cdot \left[ R^2 + R \cdot \frac{B_0}{2} + \left( \frac{B_0}{2} \right)^2 \right] \cdot (H_2 - H_1) \\ &= 120,637\text{m}^3 \end{aligned}$$

- **Forças na base da fundação não majoradas:**

$$G_{\text{fund.}} := \text{Volume}_{\text{fund.}} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 13320,35\text{kN}$$

$$G_{\text{balast.}} := \text{Volume}_{\text{balast.}} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 2171,47\text{kN}$$

$$F_{Z_{\text{res}}} := |F_{z_{\text{total1}}}(0\text{m})| + G_{\text{fund.}} + G_{\text{balast.}} = 18432,97\text{kN}$$

$$F_{\text{res}} := F_{b_{\text{total1}}} = 1697,88\text{kN}$$

$$M_{\text{res}} := M_{\text{envolv.tot}}(0) + F_{\text{res}} \cdot (H_2 + H_3) = 95310,50\text{kNm}$$

- **Verificação da segurança:**

$$\text{Sapata totalmente comprimida se: } e := \frac{M_{\text{res}}}{F_{Z_{\text{res}}}} = 5,17 < \frac{R}{4} := 3,125\text{m}$$

$$50\% \text{ da fundação está comprimida se: } \frac{e}{R} = 0,517 < 0,59$$

**• Estado limite de equilíbrio (EC7):**

$$\gamma_{qi} := 1,50$$

$$\gamma_{gi} := 0,90$$

Valores de cálculo:

$$M_{Ed.res} := \gamma_{qi} \cdot M_{res} = 135503,63\text{kNm}$$

$$F_{Ed.res} := \gamma_{qi} \cdot F_{res} = 2546,82\text{kN}$$

$$Fz_{Ed.res} := \gamma_{gi} \cdot Fz_{res} = 16589,67\text{kN}$$

$$Fz_{Ed.res} \cdot \frac{B}{2} = 165896,73\text{kN}$$

$$Fz_{Ed.res} \cdot \frac{B}{2} \geq M_{Ed.res}$$

## ANEXO D – FREQUÊNCIA NATURAL DA TORRE

- **Modelação do terreno (referência à FWHA):**

B calculado para a acção do vento:  $B := 20,00\text{m}$

(1ª Iteração da fundação)  $R := \frac{B}{2} = 10,00\text{m}$

Factor de profundidade:  $D := H_2 \quad \frac{D}{R} := 0,20$

Factores de forma (Fundação Circular Equivalente, gráficos da referência):

$$\alpha_x := 1,02 \quad \alpha_y := 1,02 \quad \alpha_v := 1,03 \quad \alpha_r := 1,05$$

$$\beta_h := 1,30 \quad \beta_r := 1,25 \quad \beta_v := 1,10 \quad \beta_t := 1,70$$

Rigidez das molas:

$$\text{Vertical: } K_v := \alpha_v \cdot \beta_v \cdot \frac{4 \cdot G_{so} \cdot R}{1 - \nu_{so}} = 1,464 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Horizontal: } K_h := \alpha_x \cdot \beta_h \cdot \frac{8 \cdot G_{so} \cdot R}{2 - \nu_{so}} = 1,350 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Torsional: } K_t := \alpha_r \cdot \beta_t \cdot \frac{16 \cdot G_{so} \cdot R^3}{3} = 1,999 \times 10^8 \text{ kNm}$$

$$\text{Rotacional: } K_r := \alpha_y \cdot \beta_r \cdot \frac{8 \cdot G_{so} \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu_{so})} = 1,098 \times 10^8 \text{ kNm}$$

### Frequência natural da torre: Método da energia de Rayleigh

- **Equação assumida da deformada (consola):**

$$x(a_1, z) := a_1 \cdot \left( 1 - \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{z + h}{h}\right) \right)$$

- **Equação diferencial de primeira ordem:**

$$y_1(a_1, z) := -\frac{1}{2} \cdot a_1 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{z + h}{h}\right) \cdot \frac{\pi}{h}$$

- **Equação diferencial de segunda ordem:**

$$y_2(a_1, z) := \frac{1}{4} \cdot a_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{z+h}{h}\right) \cdot \frac{\pi^2}{h^2}$$

Energia de deformação da torre:  $U_{m\acute{a}x}(a_1) := \frac{1}{2} \left( \int_0^h E \cdot I(z) \cdot y_2(a_1, z)^2 dz \right)$

Energia Cinética:

$$T_{m\acute{a}x}(a_1) := \frac{1}{2} \cdot \left( \int_0^h \frac{wt(z)}{g} \cdot x(a_1, z)^2 dz + \frac{\text{HeadWeight}}{g} \cdot x(a_1, h)^2 + \frac{W_{cc}}{g} \cdot x(a_1, h_c)^2 \right)$$

Quociente de Rayleigh:  $\text{Freq}(a_1) := \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{U_{m\acute{a}x}(a_1)}{T_{m\acute{a}x}(a_1)}} = 0,512\text{Hz}$

- **Frequência da torre (base fixa):**

Deformação para rotação da base:

$$U_{1m\acute{a}x}(p) := \frac{(p \cdot h)^2}{2 \cdot K_r} \quad x_1(p, z) := p \cdot \frac{h}{K_r} \cdot z$$

$$T_{1m\acute{a}x}(p) := \frac{1}{2} \cdot \left( \int_0^h \frac{wt(z)}{g} \cdot x_1(p, z)^2 dz + \frac{\text{HeadWeight}}{g} \cdot x_1(p, h)^2 + \frac{W_{cc}}{g} \cdot x_1(p, h_c)^2 \right)$$

Frequência para rotação da torre:  $Fr_1(p) := \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{U_{1m\acute{a}x}(p)}{T_{1m\acute{a}x}(p)}} = 1,648\text{Hz}$

Frequência para translação da base:  $Fr_2 := \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_h \cdot g}{W}} = 11,144\text{Hz}$

- **Frequência natural da torre:**

$$F_q := \sqrt{\frac{Fr_1(100\text{kN})^2 \cdot Fr_2^2 \cdot \text{Freq}^2}{Fr_1(100\text{kN})^2 \cdot \text{Freq}^2 + Fr_2^2 \cdot \text{Freq}^2 + Fr_1(100\text{kN})^2 \cdot Fr_2^2}} = 0,488\text{Hz}$$

### Carga crítica global (Método de Rayleigh)

Trabalho externo:  $\lambda_{m\acute{a}x}(a_1) := \frac{1}{2} \cdot \int_0^h y_1(a_1, z)^2 dz$

Trabalho devido ao peso próprio:

$$W_{m\acute{a}x}(a_1) := \frac{1}{2} \cdot \left( \int_0^h wt(z) \cdot y_1(a_1, z)^2 dz + \int_0^h \text{HeadWeight} \cdot y_1(a_1, z)^2 dz + \int_0^h W_{cc} \cdot y_1(a_1, z)^2 dz \right)$$

Carga crítica global:

(Baseada no princípio da energia mínima)  $P_{cr}(a_1) := \frac{U_{m\acute{a}x}(a_1) - W_{m\acute{a}x}(a_1)}{\lambda_{m\acute{a}x}(a_1)}$

$$P_{cr}(z) := P_{cr}(a_1) + W_z(z) + \text{HeadWeight} + \text{if}(z < h, W_{cc}, 0\text{kN})$$

Carga crítica no topo:  $P_{cr}(0) := 96512,6\text{kN}$

Carga crítica global:  $P_{cr} := 93584,4\text{kN}$

## ANEXO E – ANÁLISE SÍSMICA

Período da torre:  $T_1 := \frac{1}{F_q} = 2,049s$

Coefficiente de amortecimento (%):  $\xi := 1,5$

Correcção do amortecimento:  $\eta := \max\left(\sqrt{\frac{10}{5+\xi}}; 0,55\right) = 1,24$  (eq. 3.6)

### Sismo Tipo I

Coimbra (zona 1.6, ver Anexo NA.I), terreno B

Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico:  $a_g := 0,35 \text{ m/s}^2$  Anexo NA.I

Para  $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{\text{máx}}$  (NA-3.2.2.2(2)P)

$S_{\text{máx}} := 1,35$      $T_B := 0,1s$      $T_C := 0,6s$      $T_D := 2,0s$  (Quadro NA-3.2)

#### • Espectro de resposta elástica:

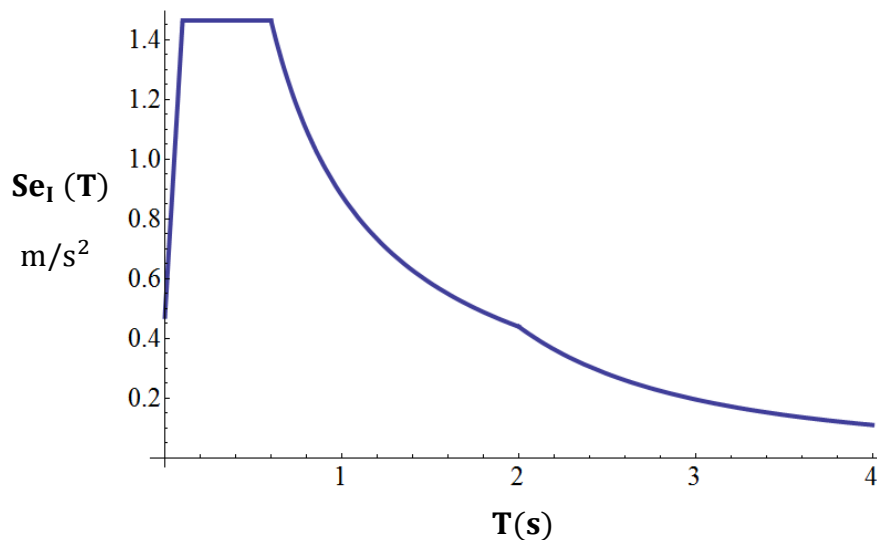
$T := 0,0.1s \dots 4s$

$$0 \leq T \leq T_B: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right] \quad (\text{eq. 3.2})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (\text{eq. 3.3})$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (\text{eq.3.4})$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (\text{eq. 3.5})$$



- **Espectro de cálculo:**

Coefficiente de comportamento:  $q := 1,5$  cl. 3.2.2.5(6)

$T := 0,01s \dots 4s$

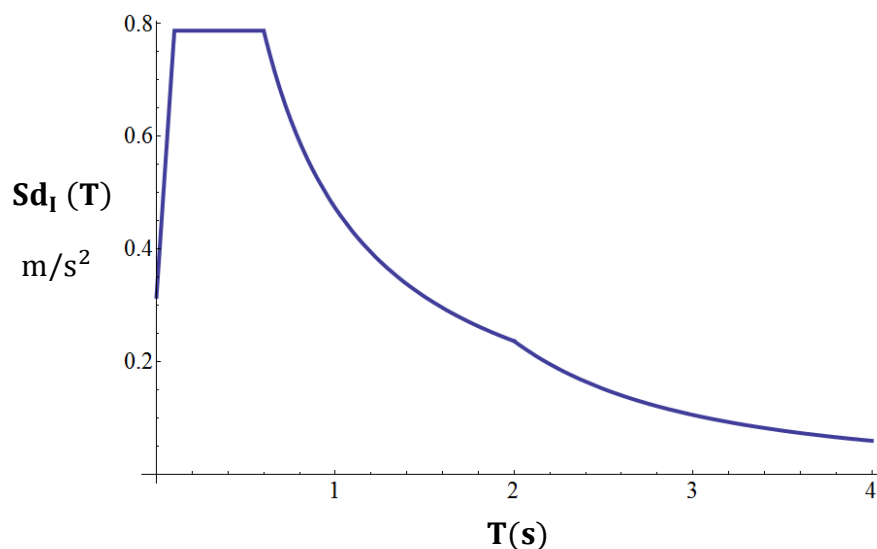
$$0 \leq T \leq T_B: \quad Sd_I(T) := a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (\text{eq. 3.13})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad Sd_I(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (\text{eq. 3.14})$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad Sd_I(T) \begin{cases} := a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{eq.3.15})$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad Sd_I(T) \begin{cases} := a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{eq. 3.16})$$





Factor de correcção:  $\lambda := \begin{cases} 0,85 & \text{if } T_1 \leq 2T_c \\ 1,0 & \text{otherwise} \end{cases}$  cl. 4.3.3.2.2(1)P

Como  $T_1 = 2,049\text{s}$  e  $2T_c = 1,2$  então  $\lambda := 1,0$

Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ :  $Sd_1(T_1) := 0,225$

Força de corte basal:  $F_b := Sd_1(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 658,989\text{kN}$

Em que  $m$  é a massa total da estrutura, equivalente a  $W$  (ver Anexo A).

- **Distribuição da força ao longo da torre:**

$$F_{bz}(z) := \frac{w_t(z) \cdot z}{\int_0^h w_t(z) \cdot z \, dz + \text{HeadWeight} \cdot h + W_{cc} \cdot h_c} \cdot F_b$$

- **Força concentrada no topo:**

$$F_h(z) := \frac{\text{HeadWeight} \cdot h}{\int_0^h w_t(z) \cdot z \, dz + \text{HeadWeight} \cdot h + W_{cc} \cdot h_c} \cdot F_b = 378,346\text{kN}$$

- **Força concentrada a meia altura:**

$$F_{hc}(z) := \frac{W_{cc} \cdot h_c}{\int_0^h w_t(z) \cdot z \, dz + \text{HeadWeight} \cdot h + W_{cc} \cdot h_c} \cdot F_b = 8,758\text{kN}$$

- **Distribuição de forças ao longo da altura:**

$$V_{q1}(z) := \int_z^h F_{bz}(x) dx + F_h + \text{if}(z \leq h_c, F_{h_c}, 0 \text{kN})$$

Força na base:  $V_{q1}(0) := 741,086 \text{kN}$

Força a  $h_c$  metros:  $V_{q1}(h_c) := 624,536 \text{kN}$

- **Distribuição de momentos ao longo da altura:**

$$M_{q1}(z) := \int_z^h F_{bz}(x) \cdot (x - z) dx + F_h \cdot (h - z) + \text{if}(z \leq h_c, F_{h_c} \cdot (h_c - z), 0 \text{kNm})$$

Momento flector na base:  $M_{q1}(0) := 48000,8 \text{kNm}$

Momento flector a  $h_c$  metros:  $M_{q1}(h_c) := 20004,9 \text{kNm}$

- **Deslocamentos:**

Deslocamento devido à translação da base:  $dV := \frac{V_{q1}(0)}{K_h} = 5.062 \times 10^{-4} \text{m}$

Deslocamento devido à rotação da base:  $dM(z) := \frac{M_{q1}(0)}{K_r} \cdot z$

Deslocamento devido ao momento actuante na torre:

$$dM_2(z) := \int_0^z \frac{M_{q1}(x)}{E(x) \cdot I(x)} \cdot (z - x) dx$$

Deslocamento total no topo:  $\Delta_1(z) := dV + dM(z) + dM_2(z)$

$$\Delta_1(h) := 0,326 \text{m}$$

### **Sismo Tipo II**

Coimbra (zona 2.4, ver Anexo NA.I), terreno B

Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico:  $a_g := 1,1 \text{ m/s}^2$  Anexo NA.I

Para  $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x}-1}{3} (a_g - 1) = 1,34$  (NA-3.2.2.2(2)P)

$$S_{m\acute{a}x} := 1,35 \quad T_B := 0,1 \text{s} \quad T_c := 0,25 \text{s} \quad T_D := 2 \text{s} \quad (\text{Quadro NA-3.3})$$

- **Espectro de resposta elástica:**

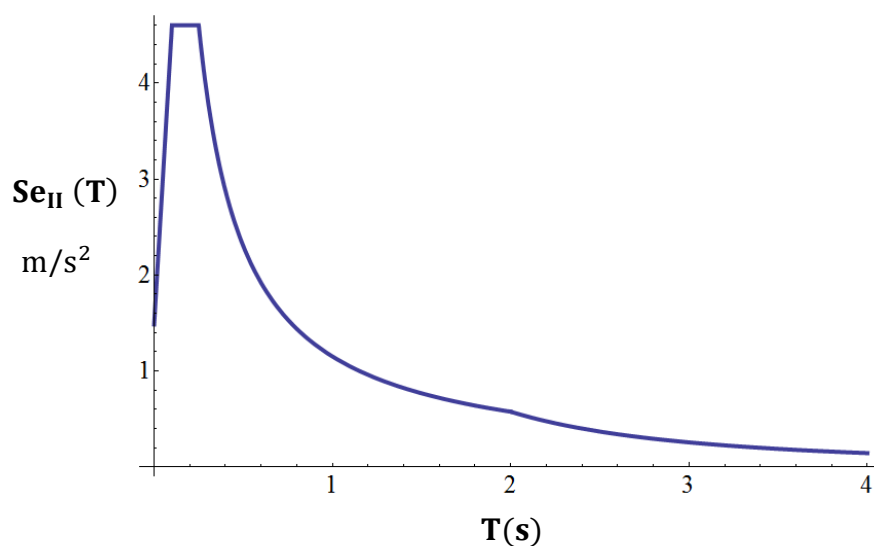
$T := 0,0.1s \dots 4s$

$$0 \leq T \leq T_B: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (\text{eq. 3.2})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (\text{eq. 3.3})$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (\text{eq.3.4})$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad Se_I(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (\text{eq. 3.5})$$



- **Espectro de cálculo:**

Coefficiente de comportamento:  $q := 1,5$  cl. 3.2.2.5(6)

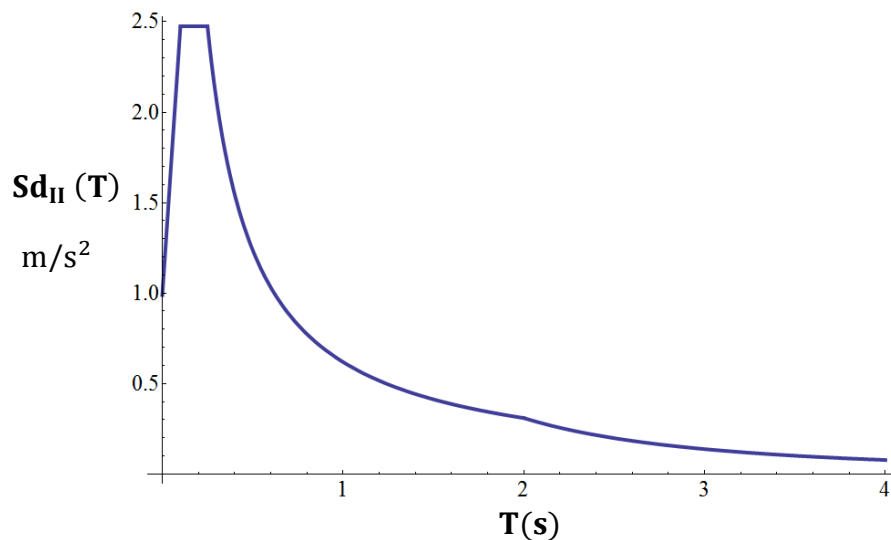
$T := 0,0.1s \dots 4s$

$$0 \leq T \leq T_B: \quad Sd_I(T) := a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (\text{eq. 3.13})$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad Sd_I(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (\text{eq. 3.14})$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad Sd_I(T) \begin{cases} := a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{eq.3.15})$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad Sd_I(T) \begin{cases} := a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{eq. 3.16})$$



Factor de correcção:  $\lambda := \begin{cases} 0,85 & \text{if } T_1 \leq 2T_c \\ 1,0 & \text{otherwise} \end{cases}$  cl. 4.3.3.2.2(1)P

Como  $T_1 = 2.049\text{s}$  e  $2T_c = 0,5$  então  $\lambda := 1,0$

Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ :  $Sd_1(T_1) := 0,295$

Força de corte basal:  $F_b := Sd_1(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 862,962\text{kN}$

Em que  $m$  é a massa total da estrutura, equivalente a  $W$  (ver Anexo A).

- **Distribuição da força ao longo da torre:**

$$F_{bz}(z) := \frac{w_t(z) \cdot z}{\int_0^h w_t(z) \cdot z \, dz + \text{HeadWeight} \cdot h + W_{cc} \cdot h_c} \cdot F_b$$

- **Força concentrada no topo:**

$$F_h(z) := \frac{\text{HeadWeight} \cdot h}{\int_0^h w_t(z) \cdot z \, dz + \text{HeadWeight} \cdot h + W_{cc} \cdot h_c} \cdot F_b = 495,454\text{kN}$$

- **Força concentrada a meia altura:**

$$F_{h_c}(z) := \frac{W_{cc} \cdot h_c}{\int_0^h w_t(z) \cdot z \, dz + \text{HeadWeight} \cdot h + W_{cc} \cdot h_c} \cdot F_b = 11,467 \text{kN}$$

- **Distribuição de forças ao longo da altura:**

$$V_{qII}(z) := \int_z^h F_{bz}(x) \, dx + F_h + \text{if}(z \leq h_c, F_{h_c}, 0 \text{kN})$$

Força na base:  $V_{qII}(0) := 862,962 \text{kN}$

Força a  $h_c$  metros:  $V_{qII}(h_c) := 745,734 \text{kN}$

- **Distribuição de momentos ao longo da altura:**

$$M_{qII}(z) := \int_z^h F_{bz}(x) \cdot (x - z) \, dx + F_h \cdot (h - z) + \text{if}(z \leq h_c, F_{h_c} \cdot (h_c - z), 0 \text{kNm})$$

Momento flector na base:  $M_{qII}(0) := 57578,9 \text{kNm}$

Momento flector a  $h_c$  metros:  $M_{qII}(h_c) := 24717,5 \text{kNm}$

- **Deslocamentos:**

Deslocamento devido à translação da base:  $dV := \frac{V_{qI}(0)}{K_h} = 5,89 \times 10^{-4} \text{m}$

Deslocamento devido à rotação da base:  $dM(z) := \frac{M_{qI}(0)}{K_r} \cdot z$

Deslocamento devido ao momento actuante na torre:

$$dM_2(z) := \int_0^z \frac{M_{qI}(x)}{E(x) \cdot I(x)} \cdot (z - x) \, dx$$

Deslocamento total no topo:  $\Delta_{II}(z) := dV + dM(z) + dM_2(z)$

$$\Delta_{II}(h) := 0,423 \text{m}$$

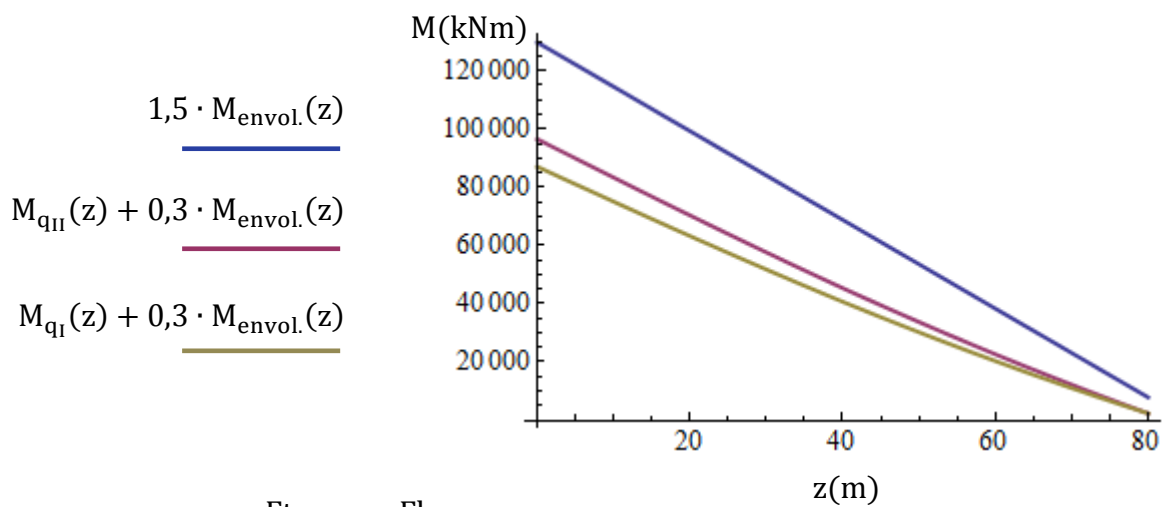
## Verificação do caso de carga mais desfavorável

### • Diagrama de esforços por interpolação linear

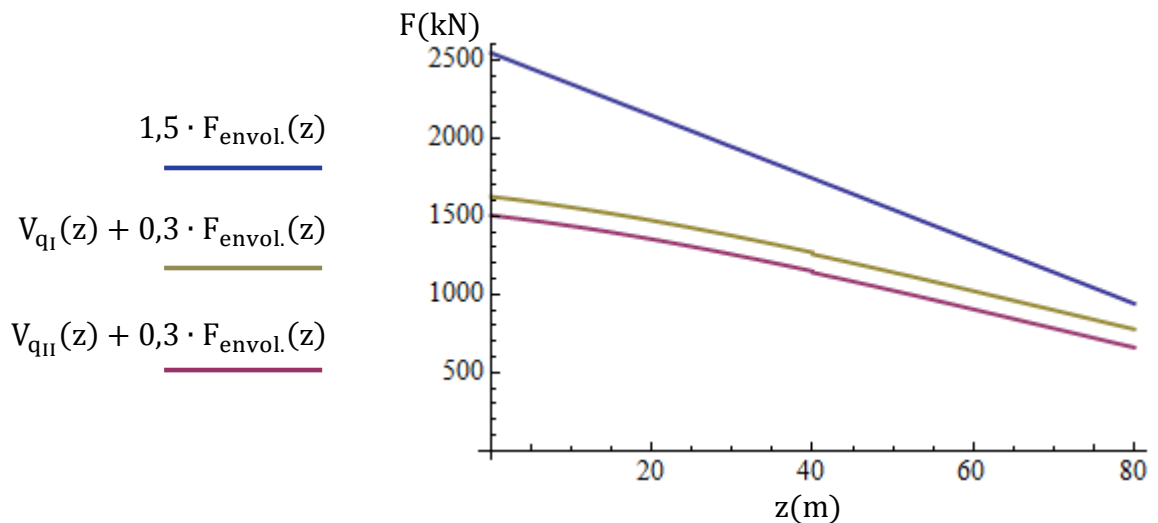
$z := 0\text{m}, 1\text{m} \dots 80\text{m}$

$$M_{\text{envol.}(EWM;EOG)}(z) := \frac{M_{t_{\text{envol.}}} - M_{b_{\text{envol.}}}}{h} \cdot z + M_{b_{\text{envol.}}}$$

$$M_{Z_{\text{envol.}(EWM;EOG)}}(z) := \frac{M_{z_{t_{\text{envol.}}}} - M_{z_{b_{\text{envol.}}}}}{h} \cdot z + M_{z_{b_{\text{envol.}}}}$$



$$F_{\text{envol.}(EWM;EOG)}(z) := \frac{F_{t_{\text{envol.}}} - F_{b_{\text{envol.}}}}{h} \cdot z + F_{b_{\text{envol.}}}$$



## ANEXO F – AMPLIFICAÇÃO DE MOMENTOS

- **Factor de amplificação de acções:**

Força vertical resultante na base da torre:  $F_{zb} := |F_{zb_{total1}}(0m)| \cdot \gamma_n = 4411,725kN$

Carga crítica:  $P_{cr} := 93584,4kN$

Coeficiente crítico:  $\alpha_{cr} := \frac{P_{cr}}{F_{zb}} = 21,213$

Factor de amplificação:  $\delta_a(z) := \frac{1}{1 - \frac{|F_{zb_{total1}}(0m)| \cdot \gamma_n}{P_{cr}}} = 1,049$

- **Imperfeições geométricas – EC2-1-1 cl.5.2:**

Valor básico:  $\phi_0 := \frac{1}{200}$

Coef. de redução relativo ao comprimento:  $\alpha_h := 1$

Nº de elementos que contribuem para o efeito total:

$$m := 1$$

Coef. de redução de relativo ao número de elementos:

$$\alpha_m := \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 1$$

$$\theta_i := \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005rad$$

Para elementos isolados, o efeito das imperfeições pode ser considerado como uma excentricidade  $e_i$ , dada pela cl. 5.2.(7)a):

Comprimento efectivo da torre:  $l_0 := 2 \cdot h$

$$e_i := \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = 0,4m$$

Excentricidade em função da altura:  $e_i(z) := \frac{e_i}{h} \cdot z$

- **Amplificação dos momentos devido a efeitos de segunda ordem:**

HW := HeadWeight

$$M_{\text{envol.tot}}(z) := \left( M_{\text{envol.}}(z) + \text{if} \left( z < \frac{h}{3}, e_i \left( \frac{h}{3} \right) \cdot W_z(0\text{m}), 0\text{kN} \right) + e_i(h) \cdot \text{HW} \right. \\ \left. + \text{if} \left( z < \frac{h}{2}, e_i \left( \frac{h}{2} \right) \cdot W_{\text{cc}}, 0\text{kN} \right) \right) \cdot \delta_a(z)$$

$$M_{\text{envol.tot}}(0) := 91065,80\text{kNm}$$

- **Deslocamento no topo para a acção condicionante:**

$$\Delta_t(z) := \int_0^z \frac{M_{\text{envol.tot}}(x)}{E(x) \cdot I(x)} \cdot (z - x) \, dx + \frac{F_{\text{envol.}}(0\text{m})}{K_h} + \frac{M_{\text{envol.tot}}(0\text{m})}{K_r} \cdot z$$

$$\Delta_t(h) := 0,988\text{m}$$