

**Ana Rita João Silvestre**

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE  
MADEIRA EXISTENTES: CASO DE ESTUDO - PONTE  
DE ACESSO À PRAIA DA QUINTA DO LAGO**



**junho de 2017**



**ANA RITA JOÃO SILVESTRE**

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE  
MADEIRA EXISTENTES: CASO DE ESTUDO - PONTE  
DE ACESSO À PRAIA DA QUINTA DO LAGO**

**Mestrado em Engenharia Civil  
Área de especialização: Estruturas  
Dissertação**

**ORIENTADORES:** Prof. Roberto Carlos Rodrigues Laranja  
Prof. Doutor Rui Carlos Gonçalves Graça e Costa



**UNIVERSIDADE DO ALGARVE**  
Instituto Superior de Engenharia  
2017



## **Declaração de autoria de trabalho**

Eu Ana Rita João Silvestre declaro ser a autora deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

# Copyright

A Universidade do Algarve reserva para si o direito, em conformidade com o disposto no Código do Direito de Autor e dos Direitos Conexos, de arquivar, reproduzir e publicar a obra, independentemente do meio utilizado, bem como de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição para fins meramente educacionais ou de investigação e não comerciais, conquanto seja dado o devido crédito ao autor e editor respetivos.

*Dai-me um ponto de apoio e levantarei o mundo.*

Arquimedes



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer os meus pais e família, que me ajudaram muito neste percurso académico, sem esquecer também o meu namorado pelo seu apoio e também à mãe dele que me auxiliou bastante no desenvolvimento desta dissertação.

Para alguns dos meus colegas de curso, que de uma certa forma ajudaram-me em algumas questões, deixo aqui o meu sincero agradecimento.

Por fim, este trabalho seria incompleto se eu não tivesse uma profunda gratidão aos meus orientadores, Professor Roberto Laranja e Professor Doutor Rui Costa, pela sua disponibilidade, apoio, incentivo e ajuda que me concederam na concretização desta dissertação.



## **RESUMO**

Durante séculos, a madeira foi um dos materiais mais utilizados na construção. Contudo, com o aparecimento de novos materiais, tais como o betão e o aço, a madeira foi perdendo importância como material estrutural, principalmente nos países do sul da Europa, e em particular em Portugal.

No entanto, a utilização da madeira como material estrutural tem ganho, recentemente, um novo impulso no âmbito da maior consciencialização social da importância dos aspetos relacionados com a sustentabilidade na construção.

Este trabalho teve como objetivo a avaliação de segurança de estruturas de madeira, com base nos Eurocódigos e restantes normas europeias. Aborda-se também a problemática da avaliação de estruturas existentes, cujas bases da verificação da fiabilidade estrutural divergem, em alguns aspetos, das aplicadas a estruturas a construir.

Foram abordadas as propriedades da madeira (físicas e mecânicas), as suas patologias, as diversas ligações existentes em estruturas de madeira e também as variadas soluções de reabilitação e reparação da madeira. Para complementar este trabalho, realizou-se um caso de estudo referente a uma estrutura em madeira, mais concretamente, uma ponte pedonal em madeira, localizada na Quinta do Lago. Foram analisadas as suas dimensões e patologias e, de seguida, realizaram-se dois modelos da estrutura existente no programa SAP2000, um mais simplificado e outro mais refinado nas ligações, de modo a obter resultados da estrutura com a finalidade de verificar a sua segurança aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização, de acordo com os Eurocódigos.

Após a análise da estrutura existente, foi estudada uma solução de modo a melhorar o seu comportamento estrutural, com recurso a madeira lamelada colada, com melhores características resistentes do que a madeira utilizada na estrutura pré-existente.

Palavras-chave: madeira, estruturas existentes, pontes, avaliação de segurança, reabilitação.



## **ABSTRACT**

For centuries, wood was one of the materials most used in construction. However, with the appearance of new materials such as concrete and steel, wood became less important as a structural material, especially in southern European countries, and in particular in Portugal.

However, the use of wood as a structural material has recently gained new impetus in the context of greater social awareness of the importance of sustainability-related aspects of construction.

This work had the objective of safety of the evaluation of timber structures, based on Eurocodes and European standards. It also addresses the problem of assessing existing structures, whose bases of verification of structural reliability diverge in some aspects from those applied to structures to be built.

In this work, the properties of the timber (physical and mechanical), its pathologies, the various types of connections and the solutions of wood rehabilitation and repair were studied. To complement this work, a case of study was carried out concerning a timber structure, more concretely, a wooden pedestrian bridge, located in Quinta do Lago. Its dimensions and pathologies were made using and then were made two models of the existing structure in the SAP2000 software, one more simplified and one more refined in focusing the connections, in order to obtain results of the structure with purpose of verifying its security to the Ultimate Limit States and Serviceability Limit States, according to the Eurocodes.

After the analysis of the existing structure, a solution was created in order to improve this structural behavior, using glued laminated wood, with better resistant characteristics than the wood used in the preexisting structure.

Keywords: wood, existing structures, bridge, safety assessment, rehabilitation.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	iii
<b>RESUMO</b> .....	v
<b>ABSTRACT</b> .....	vii
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 ENQUADRAMENTO GERAL .....	1
<b>2 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS E PATOLOGIAS DA MADEIRA</b> .....	7
2.1 COMPONENTES NATURAIS .....	7
2.1.1 ANATOMIA .....	7
2.2 PROPRIEDADES FÍSICAS .....	11
2.2.1 TEOR EM ÁGUA E HIGROSCOPICIDADE.....	12
2.2.2 MASSA VOLÚMICA APARENTE OU DENSIDADE.....	12
2.2.3 RETRACTILIDADE.....	13
2.2.4 REAÇÃO E RESISTÊNCIA AO FOGO .....	13
2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS .....	14
2.3.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARALELA ÀS FIBRAS, OU AXIAL .....	14
2.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS, OU AXIAL .....	14
2.3.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO ESTÁTICA .....	15
2.3.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS .....	15
2.3.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS.....	15
2.3.6 RESISTÊNCIA AO CORTE OU ESCORREGAMENTO.....	15
2.3.7 DUREZA.....	16
2.3.8 RESISTÊNCIA À FADIGA .....	16
2.3.9 FLUÊNCIA .....	16
2.4 PATOLOGIAS.....	17
2.4.1 AÇÃO DE AGENTES BIOLÓGICOS .....	17
2.4.2 AÇÃO DE AGENTES ATMOSFÉRICOS .....	19
2.4.3 ANOMALIAS DEVIDO À AÇÃO HUMANA.....	19

<b>3 TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS E LIGAÇÕES - TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO</b> .....	21
<b>3.1 INTRODUÇÃO</b> .....	21
3.1.1 PAVIMENTOS/TABULEIROS .....	21
3.1.2 TIPOS DE TABULEIROS EM PONTES DE MADEIRA.....	23
<b>3.2 PILARES/ESTACAS</b> .....	24
3.2.1 VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	25
<b>3.3 LIGAÇÕES</b> .....	25
3.3.1 TIPOS DE LIGAÇÕES .....	26
<b>3.4 TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA</b> .....	31
3.4.1 REPARAÇÃO DE FENDAS POR MÉTODOS TRADICIONAIS .....	31
3.4.2 REPARAÇÃO DE FENDAS POR COLAGEM.....	32
<b>3.5 TÉCNICAS DE REFORÇO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA</b> .....	32
3.5.1 REFORÇO DE ELEMENTOS POR TÉCNICAS CONVENCIONAIS .....	33
3.5.2 REFORÇO DE ELEMENTOS POR COLAGEM DE PEÇAS DE AÇO OU DE COMPÓSITOS (PRF) .....	33
3.5.3 ADIÇÃO DE NOVOS ELEMENTOS .....	34
3.5.4 CONTRAVENTAMENTO E «EFEITO DE CONJUNTO» .....	34
3.5.5 ALTERAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO E DO NÚMERO DE APOIOS .....	34
3.5.6 INTRODUÇÃO DE NOVAS SUBSTRUTURAS .....	34
<b>3.6 REFORÇO DE LIGAÇÕES</b> .....	35
3.6.1 REFORÇO DE LIGAÇÕES POR TÉCNICAS CONVENCIONAIS .....	35
3.6.2 REFORÇO DE LIGAÇÕES POR COLAGEM.....	35
<b>4 ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA</b> .....	37
<b>4.1 ESPECIFICIDADES DAS ESTRUTURAS DE MADEIRA</b> .....	37
4.1.1 ESPECIFICIDADES MAIS IMPORTANTES .....	37
4.1.2 DURABILIDADE/PRESERVAÇÃO .....	37
4.1.3 COMPORTAMENTO AO FOGO .....	38
4.1.4 LIGAÇÕES.....	38
<b>4.2 CLASSES DE RISCO</b> .....	39
<b>4.3 ANÁLISE ESTRUTURAL SEGUNDO EC5</b> .....	40
4.3.1 ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS .....	40
4.3.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	44
<b>5 CASO DE ESTUDO</b> .....	47

<b>5.1 DESCRIÇÃO</b> .....	47
5.1.1 1.º FASE – PONTE CONSTRUÍDA EM 1997/98.....	48
5.1.2 2.º FASE – PROLONGAMENTO DA PONTE EM 2009.....	51
<b>5.2 INSPEÇÃO E ENSAIOS</b> .....	51
5.2.1 PATOLOGIAS.....	52
<b>5.3 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA</b> .....	56
5.3.1 MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA.....	56
5.3.2 FUNDAÇÕES.....	57
5.3.3 MATERIAIS.....	57
<b>5.4 DEFINIÇÃO DAS AÇÕES</b> .....	58
5.4.1 CARGAS PERMANENTES.....	58
5.4.2 SOBRECARGAS.....	58
5.4.3 VENTO.....	59
5.4.4 AÇÃO SÍSMICA.....	59
5.4.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	60
<b>5.5 MODELOS ESTRUTURAIS</b> .....	61
5.5.1 MODELO SIMPLES.....	62
5.5.2 MODELO COM EXCENTRICIDADE.....	63
5.5.3 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS.....	65
<b>5.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA</b> .....	67
5.6.1 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	68
5.6.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	80
<b>5.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	84
<b>5.8 SOLUÇÕES DE INTERVENÇÃO</b> .....	85
<b>5.9 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA</b> .....	86
5.9.1 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	86
5.9.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	92
<b>6 CONCLUSÕES</b> .....	95
6.1 CASO DE ESTUDO.....	95
6.2 GERAIS.....	96
6.3 PROJETOS FUTUROS.....	96
<b>7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	99
<b>8 ANEXOS</b> .....	103
8.1 VENTO.....	105

<b>8.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....</b>	<b>108</b>
<b>8.3 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS COM MADEIRA LAMELADA COLADA .....</b>	<b>176</b>
<b>8.4 DESENHOS .....</b>	<b>191</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Abrigo em madeira construído pelo homem pré-histórico. (Kuklík, 2008).....	2
Fig. 1.2 – Casa em madeira (4500 A.C.) (Kuklík, 2008) .....	2
Fig. 1.3 – Casa em madeira construída pelos Celtas (século IV A.C.) (Kuklík, 2008) .....	3
Fig. 1.4 – Detalhes de uma intersecção com troncos em madeira, na construção de paredes. (Kuklík, 2008) .....	3
Fig. 1.5 – Ponte de César. (Ritter, 1990) .....	4
Fig. 1.6 – Ponte Vecchio, projetada por Palladio em 1569. (Homesthetics.Net - Architecture, Art&Design, 2016) .....	5
Fig. 1.7 – Ponte de Schaffhausen. (Ritter, 1990).....	5
Fig. 2.1 – Estrutura microscópica de resinosa. (Dias, <i>et al.</i> , 2009) .....	7
Fig. 2.2 – Estrutura microscópica de folhosa. (Dias, <i>et al.</i> , 2009) .....	8
Fig. 2.3 – Corte transversal do tronco de uma árvore. (Correia, 2009) .....	9
Fig. 2.4 – Defeitos existentes na madeira com implicações estruturais. (Dias, <i>et al.</i> , 2009).....	11
Fig. 2.5 – Eixos e planos fundamentais da madeira. (Dias, <i>et al.</i> , 2009).....	13
Fig. 2.6 – Viga à flexão. (Martins, 2010) .....	15
Fig. 2.7 – Evolução da deformação por fluência. (Pinheiro, 2012) .....	17
Fig. 2.8 – Ação de agentes biológicos (Dias, <i>et al.</i> , 2009); (Braga, 2014). .....	18
Fig. 2.9 – Anomalias devido à ação humana .....	20
Fig. 3.1– Pavimento/tabuleiro de madeira – vigas principais e secundárias. (Martins, 2010).....	21
Fig. 3.2– Pavimentos com e sem viga secundária. (Martins, 2010) .....	22
Fig. 3.3 – Pormenor da entrega das longarinas nas carlingas (Laranja, Costa, & Silvestre, 2015). ....	22
Fig. 3.4 – Soalho à inglesa. (Martins, 2010) .....	22
Fig. 3.5 – Soalho à portuguesa. (Martins, 2010).....	23
Fig. 3.6 – Tipos de tabuleiros em pontes de madeira: a) tabuleiro de uma camada; b) tabuleiro de duas camadas (Crocetti, 2014). .....	23
Fig. 3.7 – Ponte em madeira com tabuleiro de uma camada (Crocetti, 2014). .....	24
Fig. 3.8 – Várias ligações na madeira. (Pacheco, 2013) .....	27
Fig. 3.9 – Ligadores metálicos para a madeira. (Dias, <i>et al.</i> , 2009) .....	28
Fig. 3.10 – Agrafos. (Planfor, 2016) .....	28
Fig. 3.11 – Ligadores planos (anéis abertos). (Fernandes, 2014) .....	30
Fig. 3.12 – Placas metálicas dentadas. (Fernandes, 2014).....	30

Fig. 3.13 – Chapa metálica dentada. (Fernandes, 2014).....	31
Fig. 3.14 - a), b), c) Fases do reforço por aplicação de empalmes d) reparação de fendas com parafusos; e) Reparação de fendas por cintagem. (Lopes, 2007).....	32
Fig. 3.15 – Criação de novos apoios. (Dias, <i>et al.</i> , 2009) .....	34
Fig. 4.1 – a) Vigas continuamente apoiadas; b) Vigas sobre apoios discretos. (EC5-1-1, 2004).....	41
Fig. 4.2 – Componentes da deformação. (EC5-1-1, 2004) .....	44
Fig. 5.1 – Localização da Ponte de madeira da Quinta do Lago. (Inc., 2015) .....	47
Fig. 5.2 – Ponte de madeira da Quinta do Lago .....	48
Fig. 5.3 – Desenho tridimensional de um módulo da estrutura, com destaque para a vista inferior da ponte.....	49
Fig. 5.4 – Desenho tridimensional de um módulo da estrutura, com destaque para a vista superior da ponte.....	49
Fig. 5.5 – Dimensões dos elementos .....	50
Fig. 5.6 – Corte Transversal da ponte .....	50
Fig. 5.7 – Perfil longitudinal da ponte. (Turísticas, 2017) .....	51
Fig. 5.8 – Fendilhação longitudinal numa peça do corrimão.....	52
Fig. 5.9 – Fendilhação longitudinal numa peça do corrimão.....	52
Fig. 5.10 – Fendilhação transversal .....	53
Fig. 5.11 – Perda de material e fendilhação radial no topo duma estaca .....	53
Fig. 5.12 – Desgaste das tábuas do pavimento .....	54
Fig. 5.13 – Ataque de fungos nos pilares, na zona em contacto com o solo.....	54
Fig. 5.14 – Deposição de xilofagos marinhos nas estacas .....	55
Fig. 5.15 – Corrosão da peça metálica que sustenta as vigas transversais (carlingas) .....	55
Fig. 5.16 - Corrosão acentuada e generalizada dos elementos metálicos de contraventamento das longarinas .....	56
Fig. 5.17 - Corrosão acentuada dos elementos metálicos de contraventamento em pormenor das longarinas .....	56
Fig. 5.18 – Espetro de resposta do sismo 1. (Estevão, 2015) .....	59
Fig. 5.19 – Espetro de resposta do sismo 2. (Estevão, 2015) .....	60
Fig. 5.20 – Modelo tridimensional simples .....	62
Fig. 5.21 – Modelo estrutural simples no plano longitudinal .....	62
Fig. 5.22 – Modelo estrutural simples no plano transversal .....	63
Fig. 5.23 – Modelo tridimensional da estrutura com excentricidade nos pilares.....	63
Fig. 5.24 – Modelo da estrutura no plano longitudinal .....	64
Fig. 5.25 – Modelo da estrutura no plano X-Y.....	64

Fig. 5.26 – Modelo da estrutura no plano transversal.....	64
Fig. 5.27 – Valores dos Esforços na longarina (Viga 167).....	65
Fig. 5.28 – Esforços nas carlingas (Viga 48 e 80) .....	66
Fig. 5.29 – Identificação do pilar (pilar 100) .....	67
Fig. 5.30 - Longarinas .....	68
Fig. 5.31 - Carlingas .....	69
Fig. 5.32 - Pilar .....	70
Fig. 5.33 – Longarinas apoiadas nas carlingas.....	74
Fig. 5.34 – Carlingas apoiadas nos cachorros.....	75
Fig. 5.35 – Ligação do pilar com barra de contraventamento.....	77
Fig. 5.36 - Longarinas estudadas.....	80
Fig. 5.37 – Carlingas apoiadas nos cachorros.....	87
Fig. 5.38 – Ligação do pilar com viga contraventada.....	89
Fig. 8.1 - Diagrama de momento em y.....	108
Fig. 8.2 - Diagrama de momento em z.....	109
Fig. 8.3 - Diagrama do esforço transversal em y.....	110
Fig. 8.4 - Diagrama de momento em y.....	111
Fig. 8.5 - Diagrama de momento em z.....	112
Fig. 8.6 - Diagrama de esforço axial .....	112
Fig. 8.7 - Diagrama do esforço transversal em y.....	113
Fig. 8.8 - Diagrama de esforço axial .....	115
Fig. 8.9 - Diagrama de esforço axial .....	116
Fig. 8.10 - Diagrama de momento em z no plano X-Z.....	118
Fig. 8.11 - Diagrama de momento em y no plano X-Z.....	118
Fig. 8.12 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z.....	119
Fig. 8.13 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z.....	120
Fig. 8.14 - Diagrama de esforço axial .....	121
Fig. 8.15 - Diagrama de esforço axial .....	122
Fig. 8.16 - Diagrama de momento em z no plano X-Z.....	124
Fig. 8.17 - Diagrama de momento em y no plano X-Z.....	125
Fig. 8.18 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z.....	126
Fig. 8.19 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z.....	126
Fig. 8.20 - Diagrama do esforço transversal em y no plano X-Z .....	128

Fig. 8.21 - Diagrama do esforço transversal em z no plano Y-Z.....	129
Fig. 8.22 - Diagrama de momento em y .....	130
Fig. 8.23 - Diagrama de momento em z .....	131
Fig. 8.24 - Diagrama do esforço transversal em y .....	132
Fig. 8.25 - Diagrama de momento em y .....	133
Fig. 8.26 - Diagrama de momento em z .....	134
Fig. 8.27 - Diagrama de esforço axial.....	134
Fig. 8.28 - Diagrama do esforço transversal em y .....	136
Fig. 8.29 - Diagrama de esforço axial.....	137
Fig. 8.30 - Diagrama de esforço axial.....	138
Fig. 8.31 - Diagrama de momento em z no plano X-Z .....	140
Fig. 8.32 - Diagrama de momento em y no plano X-Z .....	141
Fig. 8.33 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z .....	142
Fig. 8.34 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z .....	142
Fig. 8.35 - Diagrama de esforço axial.....	144
Fig. 8.36 - Diagrama de esforço axial.....	145
Fig. 8.37 - Diagrama de momento em z no plano X-Z .....	147
Fig. 8.38 - Diagrama de momento em y no plano X-Z .....	148
Fig. 8.39 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z .....	149
Fig. 8.40 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z .....	149
Fig. 8.41 - Diagrama do esforço transversal em y no plano X-Z.....	151
Fig. 8.42 - Diagrama do esforço transversal em z no plano Y-Z.....	152
Fig. 8.43 - Diagrama de momento em y .....	153
Fig. 8.44 - Diagrama de momento em z .....	154
Fig. 8.45 - Diagrama do esforço transversal em y .....	155
Fig. 8.46 - Diagrama de momento em y .....	156
Fig. 8.47 - Diagrama de momento em z .....	157
Fig. 8.48 - Diagrama de esforço axial.....	157
Fig. 8.49 - Diagrama do esforço transversal em y .....	159
Fig. 8.50 - Diagrama de esforço axial.....	160
Fig. 8.51 - Diagrama de esforço axial.....	161
Fig. 8.52 - Diagrama de momento em z no plano X-Z .....	163
Fig. 8.53 - Diagrama de momento em y no plano X-Z .....	164

Fig. 8.54 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z.....	165
Fig. 8.55 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z.....	165
Fig. 8.56 - Diagrama de esforço axial .....	167
Fig. 8.57 - Diagrama de esforço axial .....	168
Fig. 8.58 - Diagrama de momento em z no plano X-Z.....	170
Fig. 8.59 - Diagrama de momento em y no plano X-Z.....	171
Fig. 8.60 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z.....	172
Fig. 8.61 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z.....	172
Fig. 8.62 - Diagrama do esforço transversal em y no plano X-Z .....	174
Fig. 8.63 - Diagrama do esforço transversal em z no plano Y-Z .....	175



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Relação entre as classes de serviço do EC5 e as classes de risco do EN 335 (Nunes, 2013) .....	39
Quadro 4.2 – Exemplos de limites de deformação .....	44
Quadro 4.3 – Limites de deformação para pontes .....	45
Quadro 5.1 – Valores característicos da madeira da Classe de Resistência C24 de acordo com a EN 338.....	57
Quadro 5.2 – Valores reduzidos.....	61
Quadro 5.3 – Coeficientes relativos. ....	61
Quadro 5.4 – Esforços resultantes das longarinas .....	65
Quadro 5.5 – Esforços resultantes nas carlingas .....	66
Quadro 5.6 – Esforços resultantes nos pilares .....	67
Quadro 5.7 – Valores de $F_{V,Rk}$ .....	79
Quadro 5.8 – Valores do esforço axial.....	80
Quadro 5.9 – Valores da frequência e do período da estrutura - modelo 1 .....	82
Quadro 5.10 - Valores da frequência e do período da estrutura - modelo 2 .....	82
Quadro 5.11 - Valores da frequência e do período da estrutura - modelo 3 .....	83
Quadro 5.12 – Valores característicos da madeira da Classe de Resistência GL24h de acordo com a EN 1194:2003.....	85
Quadro 5.13 – Resultados dos restantes modelos .....	87
Quadro 5.14 – Valores $FV, Rk$ dos Modos de Rotura .....	91
Quadro 5.15 – Valores do esforço axial.....	91
Quadro 5.16 – Valores das frequências e períodos da estrutura do modelo 1 .....	92
Quadro 5.17 - Valores das frequências e períodos da estrutura do modelo 2 .....	92
Quadro 5.18 - Valores das frequências e períodos da estrutura do modelo 3 .....	93



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### Letras minúsculas do latim

$a$	– distância [m]
$a$	– coeficiente [adimensional]
$a_{gr}$	– valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A [ $m/s^2$ ]
$b$	– largura [m]
$b$	– coeficiente [adimensional]
$b_{ef}$	– largura efetiva [m]
$c_0$	– coeficiente de orografia [adimensional]
$c_e$	– coeficiente de exposição [adimensional]
$c_{f0}$	– coeficiente de força [adimensional]
$c_{dir}$	– coeficiente de direção [adimensional]
$c_r$	– coeficiente de rugosidade [adimensional]
$c_{season}$	– coeficiente de sazão [adimensional]
$d$	– diâmetro do ligador [mm]
$f_1$	– frequência fundamental [Hz]
$f_{c,0,d}$	– valor de calculo da resistência à compressão na direção do fio [MPa]
$f_{c,0,g,k}$	– valor característico da resistência à compressão na direção do fio [MPa]
$f_{c,0,k}$	– valor característico da resistência à compressão na direção do fio [MPa]
$f_{c,90,d}$	– resistência à compressão perpendicular ao grão [MPa]
$f_{c,90,g,k}$	– valor característico da resistência à compressão na direção perpendicular ao fio [MPa]
$f_{c,90,k}$	– valor característico da resistência à compressão na direção perpendicular ao fio [MPa]
$f_h$	– vibração horizontal [Hz]
$f_{h,0,k}$	– resistência ao esmagamento localizado [ $N/mm^2$ ]
$f_{h,1,k}$	– resistência ao esmagamento localizado para a madeira da peça 1 [ $N/mm^2$ ]
$f_{h,2,k}$	– resistência ao esmagamento localizado para a madeira da peça 2 [ $N/mm^2$ ]
$f_{m,g,k}$	– valor característico da resistência à flexão [MPa]
$f_{m,k}$	– valor característico da resistência à flexão [MPa]

$f_{m,y,d}$	– valor de cálculo da resistência à flexão no plano xOy [MPa]
$f_{m,z,d}$	– valor de cálculo da resistência à flexão no plano xOz [MPa]
$f_{t,90,g,k}$	– valor característico da resistência à tração na direção perpendicular ao fio [MPa]
$f_{t,90,k}$	– valor característico da resistência à tração [MPa]
$f_{t,0,g,k}$	– valor característico da resistência à tração na direção do fio [MPa]
$f_{t,0,k}$	– valor característico da resistência à tração na direção do fio [MPa]
$f_{ub}$	– tensão de rotura do aço do parafuso [MPa]
$f_v$	– frequência de vibração vertical [Hz]
$f_{v,d}$	– valor de calculo da resistência ao corte [MPa]
$f_{v,g,k}$	– valor característico da resistência ao corte [MPa]
$f_{v,k}$	– valor característico da resistência ao corte [MPa]
$f_{yb}$	– tensão de cedência do parafuso [MPa]
$h$	– altura da viga [m]
$i_y$	– raio de giração [adimensional]
$k_{90}$	– fator [adimensional]
$k_h$	– fator de profundidade [adimensional]
$k_m$	– fator considerando redistribuição de tensões de flexão de uma secção transversal [adimensional]
$k_{mod}$	– fator de modificação que tem em conta o efeito da duração das ações e do teor em água [adimensional]
$k_{sys}$	– fator de força do sistema [adimensional]
$k_I$	– coeficiente de turbulência [adimensional]
$k_{c,90}$	– fator que tem em conta a configuração da carga, a possibilidade de divisão e o grau de deformação compressiva [adimensional]
$k_{c,y}$	– fator de instabilidade [adimensional]
$k_{c,z}$	– fator de instabilidade [adimensional]
$k_{cr}$	– fator de modificação [adimensional]
$k_{def}$	– fator de deformação [adimensional]
$k_y$	– fator de instabilidade [adimensional]
$l$	– comprimento da viga [mm]
$l$	– comprimento carregado [m]
$l_{ef}$	– comprimento efetivo [mm]
$l_1$	– comprimento da viga entre cargas [m]

$m$	– massa por unidade de área do pavimento [kg]
$n_{40}$	– número de modos de vibração com frequência inferior a 40 Hz [adimensional]
$q$	– coeficiente de comportamento [adimensional]
$q_b$	– pressão dinâmica de referência [kN/m <sup>2</sup> ]
$q_{fk}$	– carga vertical característica uniformemente distribuída em caminho pedestre ou pontes pedestre [kN/m <sup>2</sup> ]
$q_p$	– pressão dinâmica de pico [kN/m <sup>2</sup> ]
$q_w$	– carga resultante exercida pelo vento [kN/m]
$t_1$	– espessura da peça de madeira a ligar [mm]
$t_2$	– espessura da peça de madeira a ligar [mm]
$u_{fin,G}$	– deformação final para uma ação permanente [mm]
$u_{fin,Q,1}$	– deformação final para uma variável de base da combinação [mm]
$u_{fin,Q,2}$	– deformação final para uma variável de base da combinação [mm]
$u_{fin}$	– deformação final [mm]
$u_{inst,G}$	– deformação instantânea para uma ação permanente [mm]
$u_{inst,Q,1}$	– deformação instantânea para uma variável de base da combinação [mm]
$u_{inst,Q,2}$	– deformação instantânea para uma variável de base da combinação [mm]
$v$	– velocidade de resposta a um impulso unitário [m/s]
$v_{b,0}$	– valor básico da velocidade de referência do vento [m/s]
$v_b$	– valor de referência da velocidade do vento [m/s]
$v_m$	– velocidade média do vento [m/s]
$w$	– deformação instantânea vertical máxima [mm]
$w_y$	– módulo de resistência [mm <sup>3</sup> ]
$z_0$	– comprimento de rugosidade [m]
$z_{0,II}$	– comprimento de rugosidade da categoria II [m]
$z_e$	– altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento [m]
$z_{max}$	– altura máxima [m]
$z_{min}$	– altura mínima [m]

### **Letras maiúsculas do latim**

$A$	– área da secção [m <sup>2</sup> ]
$A_{ef}$	– área de contato efetiva em compressão perpendicular ao grão [mm <sup>2</sup> ]

$A_{guarda}$	– área da guarda [m <sup>2</sup> ]
$A_{guarda,tot}$	– área total da guarda [m <sup>2</sup> ]
$A_{ref}$	– área de referência [m <sup>2</sup> ]
$A_{tot}$	– área total [m <sup>2</sup> ]
$C$	– coeficiente de força aerodinâmica para pontes [adimensional]
$C_s C_d$	– coeficiente estrutural [adimensional]
$C_\omega$	– coeficiente de retração volúmica parcial para o teor em água [%]
$E_{0,05}$	– valor correspondente às do módulo de elasticidade [GPa]
$E_{0,g,k}$	– módulo de elasticidade na direção ao fio [GPa]
$E_{0,g,mean}$	– módulo de elasticidade médio na direção ao fio [GPa]
$E_{0,mean}$	– média do valor do módulo de elasticidade paralela ao grão [GPa]
$E_{90,g,mean}$	– módulo de elasticidade médio na direção perpendicular ao fio [GPa]
$E_{90,mean}$	– valor médio do módulo de elasticidade perpendicular ao grão [GPa]
$(EI)_B$	– fator de rigidez de flexão para a direção transversal por unidade de comprimento [Nm <sup>2</sup> /m]
$(EI)_L$	– fator de rigidez para flexão segundo o vão principal e por unidade de largura de pavimento [Nm <sup>2</sup> /m]
$E_{mean,fin}$	– valor médio final do módulo de elasticidade [GPa]
$F$	– força concentrada vertical [kN]
$F_{c,90,d}$	– valor de cálculo à compressão perpendicular ao grão [kN]
$F_{V,Rk,1A1}$	– valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador do modo de rotura tipo 1A da peça 1 [N]
$F_{V,Rk,1A2}$	– valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador do modo de rotura tipo 1A da peça 2 [N]
$F_{V,Rk,1B}$	– valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador do modo de rotura tipo 1B [N]
$F_{V,Rk,2A}$	– valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador do modo de rotura tipo 2 [N]
$F_{V,Rk,2B}$	– valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador do modo de rotura tipo 2 [N]
$F_{V,Rk,3}$	– valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador do modo de rotura tipo 3 [N]
$F_w$	– força resultante exercida pelo vento [kN]
$G_{g,mean}$	– valor médio do módulo de distorção [GPa]
$G_{mean}$	– valor médio do módulo de distorção [GPa]

$I_v$	– intensidade de turbulência [adimensional]
$I_y$	– momento de inércia em relação ao eixo de menor resistência [mm <sup>4</sup> ]
$L_0$	– dimensão do provete no estado anidro [m]
$L_y$	– comprimento de encurvadura [m]
$L_\omega$	– dimensão do provete para o teor em água [m]
$M_{Edy}$	– momento fletor [kN.m]
$M_{Edz}$	– momento fletor [kN.m]
$M_{y,R,k}$	– valor característico do momento plástico do ligador [N.mm]
$N_{Ed}$	– esforço axial [kN]
$P_\omega$	– peso do provete de madeira para o teor em água [g]
$V_0$	– volume do provete no estado anidro [m <sup>3</sup> ]
$V_{Edy}$	– esforço transversal atuante em y [kN]
$V_\omega$	– volume do provete de madeira ao teor em água [cm <sup>3</sup> ]

### **Letras minúsculas do grego**

$\alpha$	– ângulo força-fio [graus]
$\alpha$	– rácio entre espessura das peças [adimensional]
$\beta$	– rácio entre as resistências ao esmagamento localizado para a madeira da peça 1 e 2 [adimensional]
$\beta_c$	– fator de retidão [adimensional]
$\gamma_m$	– coeficiente parcial de segurança do material [adimensional]
$\xi$	– coeficiente de amortecimento modal [%]
$\lambda_{rel,y}$	– coeficiente de esbelteza relativo [adimensional]
$\lambda_y$	– coeficiente de esbelteza [adimensional]
$\rho$	– massa volúmica do ar [kN/m <sup>3</sup> ]
$\rho_{g,k}$	– densidade característica [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_k$	– massa volúmica característica [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_{mean}$	– massa volúmica média [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_\omega$	– massa volúmica aparente [g/cm <sup>3</sup> ]
$\sigma_{c,0,d}$	– tensão normal de compressão na direção do fio [MPa]
$\sigma_{c,90,d}$	– valor da tensão à compressão perpendicular ao fio [MPa]
$\sigma_{m,y,d}$	– valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor $M_{y,d}$ [MPa]

$\sigma_{m,z,d}$  – valor de cálculo da tensão máxima de flexão devido ao momento fletor  $M_{z,d}$   
[MPa]

$\tau_d$  – tensão de corte resistente [MPa]

### **Letras maiúsculas do grego**

$\Delta lint$  – comprimento carregado real [mm]

$\Psi_0$  – coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável [adimensional]

$\Psi_1$  – coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável [adimensional]

$\Psi_2$  – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável [adimensional]

### **Abreviaturas**

*EC* – Eurocódigo

*EN* – Norma Europeia

*NP* – Norma Portuguesa

*SAP* – Structural Analysis Program

*SLT* – Stress laminated timber





# 1 INTRODUÇÃO

A madeira tem estado disponível como material de construção para a maioria das sociedades desde que a raça humana começou a construir abrigos no início da civilização. Existe uma grande diversidade de espécies de árvore, e a maioria das zonas climáticas tem pelo menos uma que se adaptou às suas condições atmosféricas, pelo que a madeira está geralmente disponível na maioria das regiões habitadas do mundo.

A madeira tem sido usada na construção de edifícios, pontes, máquinas, barcos, etc, desde que a humanidade aprendeu a manusear ferramentas.

No primeiro capítulo deste trabalho será abordada, num enquadramento geral e de forma resumida, a evolução histórica das estruturas de madeira.

No segundo capítulo serão analisadas as propriedades físicas e mecânicas da madeira que condicionam o seu comportamento estrutural, e referidas as suas patologias mais comuns.

Num terceiro capítulo, serão evidenciadas as tipologias estruturais de reabilitação e reforço e analisados alguns tipos de ligações.

No quarto capítulo, serão tratados os aspetos relativos à modelação e análise estrutural de acordo com o Eurocódigo 5.

Finalmente, o quinto capítulo focar-se-á na avaliação da segurança das estruturas de madeira aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização, tendo como caso de estudo a ponte de acesso à praia da Quinta do Lago.

Para efetuar essa avaliação, foi necessário recorrer à consulta dos projetos da estrutura existente e proceder a uma inspeção para conferir a sua geometria, as dimensões e características dos elementos estruturais e das ligações, assim como das patologias que estes apresentam.

Foi, depois, realizada uma análise estrutural da ponte, utilizando o programa SAP2000 com base nos Eurocódigo 0, Eurocódigo 1, Eurocódigo 5 e Eurocódigo 8, e avaliada a segurança da estrutura estudada.

## 1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

As primeiras construções em madeira que foram feitas pelo homem primitivo foram os abrigos. Eram constituídos por um conjunto de ramos de árvores entrelaçados uns com os outros através de galhos de árvore de folha caduca (ver Fig.1.1).

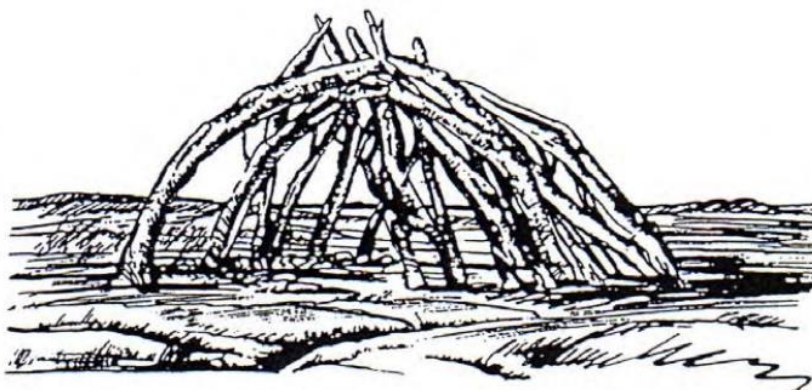


Fig. 1.1 – Abrigo em madeira construído pelo homem pré-histórico. (Kuklík, 2008)

Mais tarde, as primeiras casas em madeira foram construídas por agricultores. Uma vez que não tinham qualquer tipo de conhecimento a nível de engenharia, as estruturas apresentavam muitos problemas a nível estrutural.

A estrutura que suportava o edifício era constituída, geralmente, por madeira e consistia em linhas de troncos cravados no solo onde se apoiavam as vigas que suportavam as madres. Estas serviam de suporte aos revestimentos que eram colocados na cobertura. O tronco intermédio era o que tinha maior altura e que coincidia com a linha de cumeeira da cobertura (ver Fig. 1.2). À volta dos troncos exteriores, eram entrelaçados galhos de árvore de folha caduca misturadas com argila para execução das paredes.

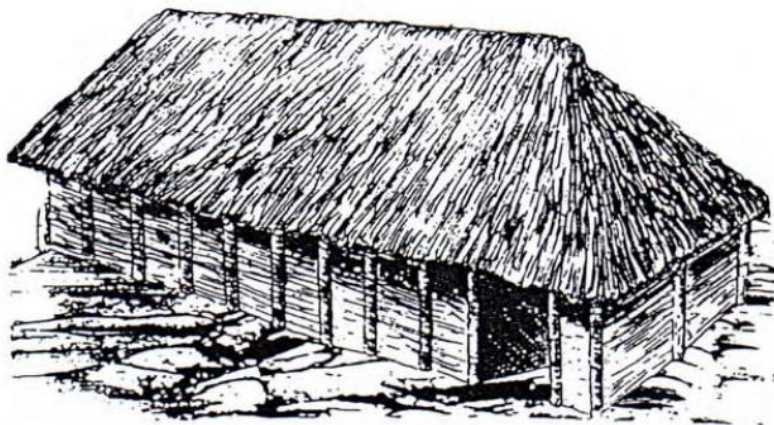


Fig. 1.2 – Casa em madeira (4500 A.C.) (Kuklík, 2008)

Por volta do século IV A.C., os Celtas habitaram a Europa Central e as casas que construíram eram leves e continham um pedestal de pedra (ver Fig. 1.3). Este tipo de casas foi usado na Europa Central e Oriental durante vários séculos.

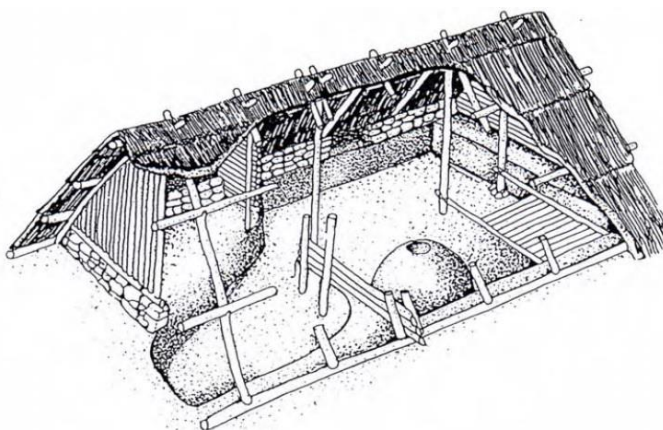


Fig. 1.3 – Casa em madeira construída pelos Celtas (século IV A.C.) (Kuklík, 2008)

No início da Idade Média, este tipo de construção foi desaparecendo e substituído por casas do tipo cabana, isto é, casas constituídas por troncos de madeira laminados, construídas nas cidades e mais tarde nas zonas rurais.

Entre o século XIII e o século XV, os materiais de construção utilizados na edificação de habitações continuavam a ser a madeira, a pedra e a argila. A pedra era essencialmente utilizada na construção de fundações. No entanto, quando as lareiras foram deslocadas do centro para os cantos das casas, a pedra começou também a ser usada na construção de paredes. A madeira foi sempre vista como um material de construção mais usado em zonas com grande densidade florestal, nomeadamente em zonas da Europa Central e Oriental.

Nessas zonas, aproveitando a abundância de madeira, desenvolveu-se uma nova técnica de construção de casas, utilizando a madeira para construir paredes. Os troncos eram colocados horizontalmente uns sobre os outros e aparados nas zonas de intersecção dos diferentes planos formados pelas paredes, encaixando uns nos outros, obtendo assim a necessária estabilidade estrutural (ver Fig.1.4).

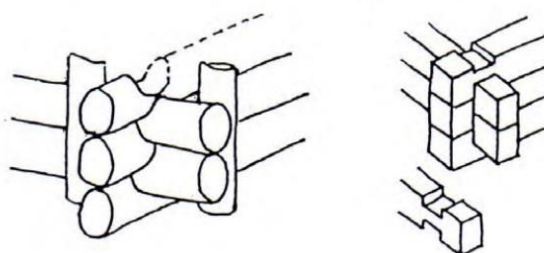


Fig. 1.4 – Detalhes de uma intersecção com troncos em madeira, na construção de paredes. (Kuklík, 2008)

No século XII, na Alemanha foi desenvolvida uma técnica denominada como “half-timbered house” ou *enxaimel*, que consiste em montar diferentes elementos que compõem a casa, através da utilização de troncos laminados curtos, encaixados uns nos outros em diferentes posições, com utilização de argila.

Durante os séculos XII e XIII, em inúmeras cidades da Europa Central, optou-se por construir habitações em madeira do tipo cabanas. Em comparação com as casas existentes nas zonas rurais, apresentavam a particularidade de terem um acesso à zona do jardim que era feito através de uma única passagem.

A partir do século XIV, os materiais mais utilizados na construção de habitações eram a pedra e o tijolo. A sua principal razão foi de apresentarem uma boa resistência ao fogo.

Até ao século XVI, as lajes de piso das casas urbanas foram construídas com madeira. As coberturas eram construídas também em madeira, o que se manteve até aos dias de hoje. Devido à migração de pessoas vindas de diferentes partes da Europa para as cidades, as casas urbanas tiveram um processo evolutivo mais acentuado do que as casas existentes nos meios rurais. As plantas das habitações eram retangulares, com dimensões de cerca de 10 mx30 m. A partir do século XVI, as casas urbanas eram principalmente construídas em tijolo.

No que se refere às pontes, desde os tempos pré-históricos até a Idade Média, os nossos antepassados adaptaram materiais disponíveis, como troncos e videiras, para atravessar depressões no terreno e linhas de água.

As primeiras pontes de madeira eram provavelmente árvores que caíam em cursos de água. Muitas pontes de madeira foram construídas nos últimos 800 anos A.C. pelos persas, babilónios, gregos, romanos e chineses, embora haja pouca informação disponível sobre essas estruturas (Aasheim, 2005).

Uma ponte romana em particular, conhecida como a ponte de César (ver Fig.1.5), foi construída aproximadamente há 2000 anos para levar o exército romano para a Alemanha. Esta ponte de madeira foi documentada pelo arquiteto veneziano Palladio, 500 anos depois. Outra famosa ponte, que foi construída no ano 104 D.C., é a ponte de Trajano que atravessa o rio Danúbio.

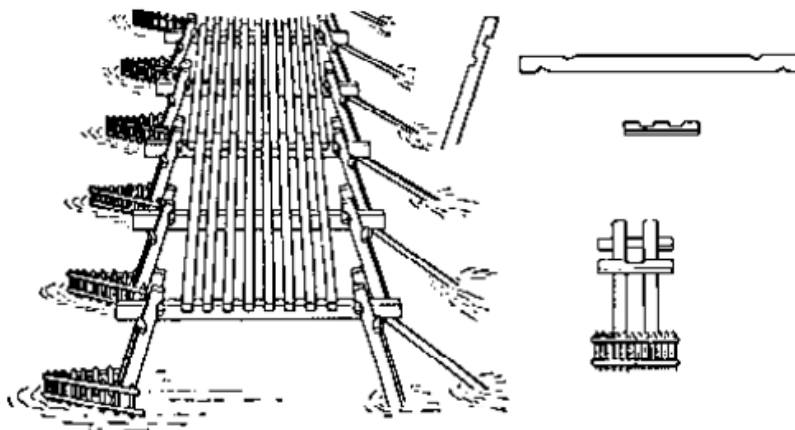


Fig. 1.5 – Ponte de César. (Ritter, 1990)

Desde a Idade Média até o século XVIII, o conhecimento científico desenvolveu-se e influenciou o projeto e a construção de pontes de madeira. Palladio projetou várias pontes de madeira, incluindo estruturas em arco e treliças (ver Fig. 1.6). No século XVIII, período em que a engenharia civil foi reconhecida como uma profissão, várias pontes cobertas foram construídas, e os irmãos Grubenmann na Suíça estiveram na liderança deste desenvolvimento. A mais notável das suas pontes foi a ponte de Schaffhausen construída sobre do Rio Reno em 1758 (ver Fig. 1.7). Foi no século XVIII que, pontes de cavalete

constituídas por vigas de madeira, colocadas entre pilares estreitamente espaçados foram erguidas, bem como e as primeiras pontes cobertas.



Fig. 1.6 – Ponte Vecchio, projetada por Palladio em 1569. (Homesthetics.Net - Architecture, Art&Design, 2016)

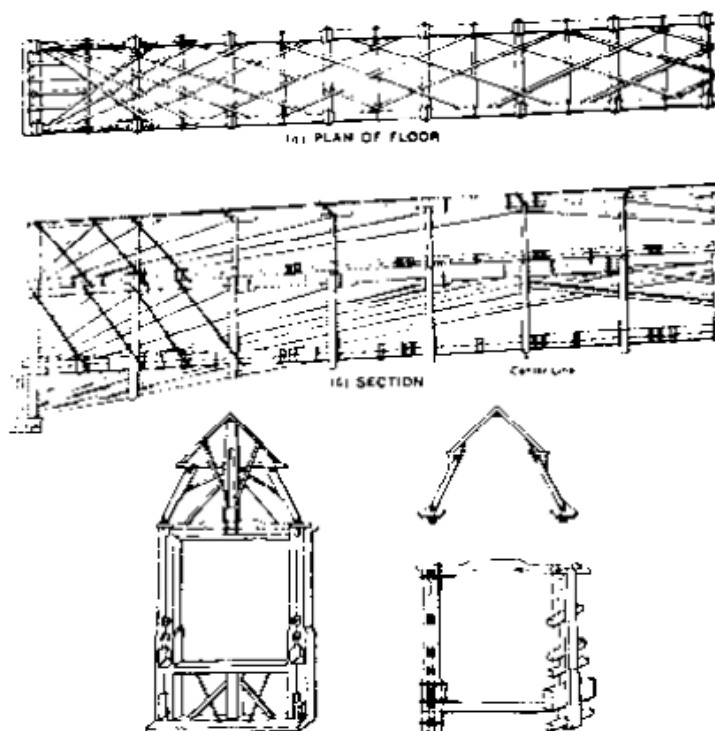


Fig. 1.7 – Ponte de Schaffhausen. (Ritter, 1990)

No século XIX, a sofisticação e o uso de pontes de madeira aumentaram em resposta à crescente necessidade de obras públicas e sistemas de transporte associados à revolução industrial (Aasheim, 2005). Nos Estados Unidos da América, surgiu uma tremenda procura por pontes, tanto para estradas como para caminhos-de-ferro. Timothy Palmer foi um dos

projetistas mais ativos, e muitas novas patentes foram emitidas pelo Escritório de Patentes dos Estados Unidos da América.

Entre muitos outros, William Howe e Thomas Pratt são bem conhecidos no desenvolvimento de sistemas de treliça.

Com o século XX ocorreram grandes avanços tecnológicos nos projetos de estruturas de madeira, laminação e tratamentos de conservação. No entanto, o aço e o betão armado tornaram-se como principais materiais na execução de pontes. Na década de 1960 e 1970, a madeira lamelada colada continuou desenvolver-se e tornou-se o material principal para a construção de pontes de madeira. Os novos projetos deste material foram introduzidos e os painéis laminados pré-esforçados (SLT) foram aceites cada vez mais como uma estrutura de pavimento (Aasheim, 2005). Como resultado, há um renovado interesse pela madeira como material de construção para pontes e um aumento correspondente no número de pontes de madeira construídas por ano.

## **2 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS E PATOLOGIAS DA MADEIRA**

### **2.1 COMPONENTES NATURAIS**

#### **2.1.1 ANATOMIA**

A madeira é um compósito orgânico de origem natural, constituída por uma matéria lenhosa situada entre a medula e a casca do tronco de uma árvore. É um material heterogéneo com comportamento higroscópico, anisotrópico e viscoelástico (Dias, *et al.*, 2009).

As propriedades mecânicas que este material exhibe, resultam da necessidade de garantir ao tronco das árvores uma capacidade resistente face às ações de longa duração (peso próprio), de curta duração (neve) ou instantâneas (vento) a que a árvore se encontra exposta ao longo da sua vida. Estas diversidades de ações contribuem para a elevada variabilidade de propriedades físicas e mecânicas que se reconhece à madeira (Dias, *et al.*, 2009).

Em função da sua estrutura anatómica, as madeiras podem ser divididas em dois grandes grupos botânicos:

- Gimnospérmicas (ou seja Resinosas, Coníferas ou madeiras brandas, como por exemplo o Pinho Bravo e Casquinha) (ver Fig. 2.1)
- Angiospérmicas (denominadas de Folhosas ou madeiras duras, como por exemplo o Castanho, Carvalho e Eucalipto) (ver fig. 2.2) (Correia, 2009).



Fig. 2.1 – Estrutura microscópica de resinosa. (Dias, *et al.*, 2009)

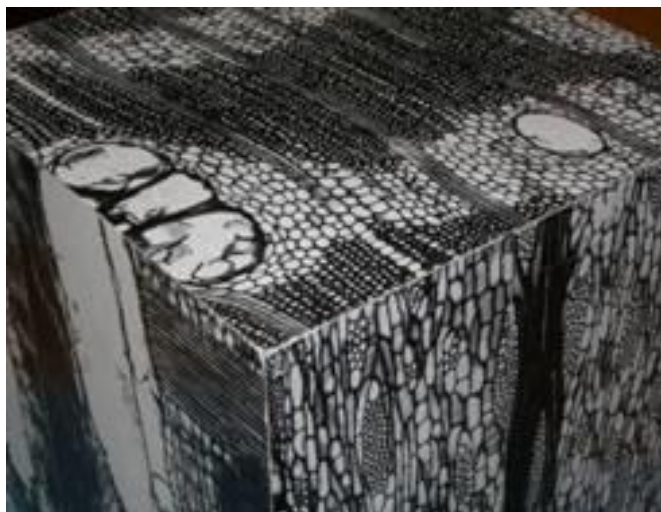


Fig. 2.2 – Estrutura microscópica de folhosa. (Dias, *et al.*, 2009)

As madeiras de grupo botânico das Angiospérmicas dividem-se em dois grandes grupos: as monocotiledóneas e as dicotiledóneas. O primeiro contém madeiras bastantes fibrosas e de baixa resistência estrutural. As madeiras vulgarmente designadas de Folhosas inserem-se no grupo das dicotiledóneas, sendo que este abriga espécies de madeiras, tanto de baixa como de elevada qualidade (Correia, 2009).

O grupo botânico das Gimnospérmicas é composto por quatro classes, das quais apenas duas têm capacidade para produzir madeira estrutural, sendo a classe *coniferopsidos* e a ordem *coniferales*, conhecida como *Coníferas*, que é mais utilizada em estruturas. Caracterizam-se por ter folha perene (mantém as folhas durante todo o ano), boa resistência à compressão e ainda melhor à tração (Correia, 2009).

Como a madeira é proveniente das árvores, estas são constituídas por três principais elementos:

- **Raiz**, sempre em contacto com a terra, é responsável pela absorção dos minerais necessários à sobrevivência e crescimento da árvore, servindo-lhe também como suporte;
- O **caule**, elemento alto e vertical, conduz a seiva bruta por capilaridade, desde a raiz até às folhas e a seiva elaborada, desde as folhas até ao lenho de crescimento (Coutinho, 1999);
- A **copa**, parte superior da árvore, é constituída por ramos, folhas e frutos. A transformação da água e sais minerais em compostos orgânicos, denominada como seiva elaborada, ocorre nas folhas.

Utilizada como material de construção, aproveita-se apenas o caule ou o tronco da madeira.

O caule da árvore é constituído por sete camadas (Fig. 2.3), sendo umas mais espessas que outras, e todas com diferentes características e funções:

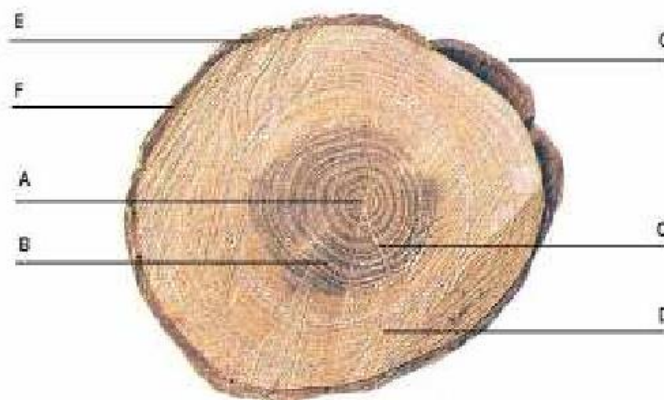


Fig. 2.3 – Corte transversal do tronco de uma árvore. (Correia, 2009)

- A - Medula;
- B - Cerne;
- C - Raio medular;
- D - Borne;
- E - Câmbio;
- F - Líber;
- G - Casca.

A casca é a camada exterior do tronco que apresenta uma espessura irregular sendo formada por duas secções: a camada epidérmica, que corresponde à secção externa, constituída por células mortas tendo como função a proteção do lenho, e o líber, composto por células vivas, garante também a proteção do tronco e procede à condução da seiva que foi elaborada nas folhas da árvore, permitindo o seu crescimento.

O câmbio tem como função a formação de novas células, aumentando assim o perímetro do tronco. É composto por um tecido merismático, em permanente transformação celular. Assim, a atividade do meristema líberolenhoso é responsável pelo engrossamento e transformação, quer do líber (na direção exterior), quer do borne (na direção interior), no qual serão visíveis os anéis de crescimento anual resultantes deste processo (Correia, 2009).

O lenho é constituído pelo borne e cerne. Tem como função o suporte da árvore e apenas esta secção é aproveitada como material estrutural.

A medula é a parte central do tronco da árvore de espessura reduzida, sendo composta por tecido de muito pouca resistência mecânica e durabilidade.

Os anéis de crescimento indicam a idade da árvore, servem de referência para a consideração e estudo da ortotropia da madeira que é uma característica marcante da mesma (Correia, 2009).

Os raios medulares, que se estendem radialmente e de forma perpendicular ao eixo do tronco, desde a medula até à casca, têm como função transportar transversalmente e armazenar as substâncias nutritivas (Correia, 2009). Também são importantes na classificação da madeira e as suas propriedades. São compostos por tecido laminar, mais brando que a restante

madeira. Os raios medulares têm tendência em provocar o enfraquecimento da madeira, gerando secções de inferior resistência e quando estas são sujeitas a cargas, podem originar fendas e deslocamentos transversais e pode levar mesmo até à rotura.

Das diversas camadas referenciadas anteriormente, apenas o borne e o cerne são usados, como peças estruturais de madeira maciça.

A madeira de cerne é de melhor qualidade que a de borne já que, no momento do corte, é constituída por tecido morto sem função circulatória de substâncias (Negrão & Faria, 2009).

O borne corresponde à madeira mais jovem da árvore e é constituído por células vivas. Em geral, é menos espesso e de constituição mais clara que o cerne e assegura, no seu interior, a circulação da seiva bruta e elaborada, que é responsável pelo crescimento da árvore resultante da recolha de água e sais minerais provenientes do solo e do processo de fotossíntese que ocorre nas folhas (Negrão & Faria, 2009). Este possui ainda uma baixa resistência ao ataque de insetos e fungos. De tonalidade mais escura, o cerne cuja camada é principalmente responsável pelo suporte da árvore, oferece uma melhor qualidade, já que não apresenta atividade fisiológica.

Quando se fala da anatomia do caule das árvores, podemos observar que existe uma certa homogeneidade porque é possível encontrar enormes semelhanças na constituição do caule de árvores da mesma espécie ou de espécies vizinhas ou mesmo que pertençam ao mesmo grupo ou família (Correia, 2009).

#### 2.1.2. DEFEITOS EXISTENTES NA MADEIRA

Nem todos os defeitos existentes na madeira (ver Fig. 2.4) estão relacionados com os seus componentes naturais, como é o exemplo do descaio, das fendas e dos empenamentos, que resultam sobretudo do processo de corte e secagem da madeira. Contudo a maior parte dos defeitos com maior relevância para a qualidade dos elementos serrados, do ponto de vista estrutural, dependem daqueles componentes.

Os nós constituem a particularidade da madeira que mais afeta a sua resistência, nomeadamente no caso das madeiras de Resinosas, devido à expressão da sua presença e da sua grandeza (Dias, *et al.*, 2009). Os nós são características comuns na madeira. Trata-se de inserções dos ramos no tronco da árvore, de forma cónica, com o vértice situado na medula (ver Fig. 2.4) (Negrão & Faria, 2009). A ação redutora dos nós nas propriedades mecânicas resulta da imposição de um desvio das fibras da madeira ao seu redor, tão mais significativo quanto maior a sua dimensão, a sua localização e o tipo de esforço a que a peça de madeira está sujeita (Dias, *et al.*, 2009).

Caracteriza-se de “fio inclinado” quando o eixo longitudinal da peça e a direção do fio não coincidem (ver Fig. 2.4). Este defeito pode ser o resultado de um mau corte das peças ou de anomalias de crescimento da árvore tal como a curvatura do tronco. A desvantagem do fio inclinado surge na aplicação de cargas, em que, devido à anisotropia do material, pode haver esforços elevados perpendiculares ao fio, ou inclinados em relação a este (Hilário, 2013). A inclinação das fibras poderá, embora deva ser confirmada com recurso a ferramentas mais precisas, ser avaliada pelo alinhamento dos raios da madeira, de manchas de resina, de manchas de azulamento (ação de fungos cromogéneos) ou de fendas de secagem (Dias, *et al.*, 2009).

As bolsas de resina apresentam, por um lado, a mesma desvantagem dos nós (alteração localizada na direção das fibras), e, por outro, uma deformação estética, na medida em que podem criar uma exsudação significativa, principalmente quando os elementos de madeira encontram-se expostos a temperaturas elevadas (ver Fig. 2.4). No caso de bolsas de resina de fraca expressão, consideradas como fendas, são aplicados os conceitos de redução da resistência da madeira (Dias, *et al.*, 2009).

As fendas podem ser originadas pelo processo inicial de secagem da madeira (fendas de secagem) ou podem-se desenvolver ao longo da exposição dos elementos em serviço (em função do historial de ambiente que os envolve). As fendas (ver Fig. 2.4) propagam-se na direção das fibras da madeira, resultando na separação destas, sendo o seu efeito nas propriedades mecânicas em função do tipo de esforço, da localização da fenda e da sua extensão (comprimento e profundidade). As fendas podem afetar igualmente a capacidade resistente das ligações, quando se localizam na sua zona de ação (Dias, *et al.*, 2009).

O descaio é um defeito de laboração, originado pelo corte da peça de madeira junto à periferia do tronco (ver Fig. 2.4). A possível afetação das propriedades mecânicas do elemento, resulta da perda de secção transversal que representa. Em obra, podem igualmente dar origem a dificuldades de apoio ou na falta de material na zona de ligação (Dias, *et al.*, 2009).

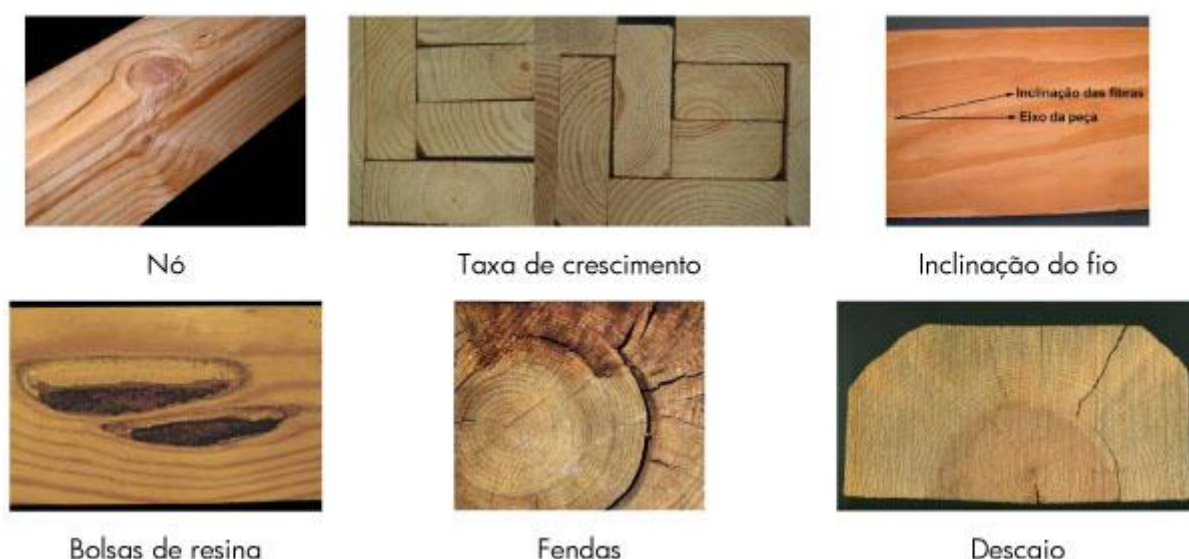


Fig. 2.4 – Defeitos existentes na madeira com implicações estruturais. (Dias, *et al.*, 2009)

## 2.2 PROPRIEDADES FÍSICAS

Na análise da madeira como material estrutural, apresenta-se as propriedades físicas de maior relevância:

- Teor em água e higroscopicidade;
- Massa volúmica aparente;
- Retractilidade;
- Reação e resistência ao fogo;

### 2.2.1 TEOR EM ÁGUA E HIGROSCOPICIDADE

A madeira tem como característica a higroscopicidade, ou seja, tem a capacidade de absorver a humidade até atingir um ponto de equilíbrio com o ambiente circundante em que a rodeia. Esta condição provoca variações de humidade interna, causando assim alterações nas suas propriedades físicas e mecânicas, sendo maiores, quanto menor for o seu teor em água.

Existe na madeira três formas diferentes de água: a água de constituição, a água de impregnação e a água livre.

A água de constituição existe quando combinada com componentes do material lenhoso. Esta só pode ser eliminada, quando a estrutura molecular da madeira é destruída.

A água livre, percorre os vasos e traqueídeos das árvores e preenche os vasos intercelulares. Após o abate da árvore, a água livre é rapidamente eliminada, diminuindo consideravelmente o seu teor em água da madeira, até atingir o ponto de saturação ao ar. A água livre altera os valores da massa volúmica da madeira, mas não influencia de forma sensível as suas propriedades físicas e mecânicas.

A água de impregnação, preenche os vazios das paredes celulares e é responsável por alterações volumétricas na madeira. Após esta água estar toda impregnada na madeira, diz-se então que atingiu o teor de humidade de saturação do ar.

### 2.2.2 MASSA VOLÚMICA APARENTE OU DENSIDADE

A massa volúmica aparente é uma medida do peso da madeira por unidade de volume. Na área das madeiras, a densidade é considerada normalmente em termos de massa volúmica aparente, ou seja, considerando um volume aparente em que não é deduzido o volume compreendido pelos poros (Negrão & Faria, 2009). Assim é um parâmetro que varia em função do teor em água da madeira, que influencia o seu peso, o seu volume e que está também relacionada com a sua resistência mecânica.

Contudo, esta correlação não é perfeita entre a massa volúmica da madeira com a sua resistência mecânica, visto que existe uma grande diversidade morfológica e heterogeneidade das espécies existentes.

$$\rho_{\omega} = \frac{P_{\omega}}{V_{\omega}} \left( \frac{g}{cm^3} \right) \quad (2.1)$$

em que:

$P_{\omega}$  é o peso do provete de madeira para o teor em água  $\omega$ ;

$V_{\omega}$  é o volume do provete de madeira ao teor em água  $\omega$ .

Apesar das madeiras apresentarem um valor de massa volúmica relativamente baixo, a sua resistência mecânica e módulo de elasticidade têm um valor mais alto e o seu baixo peso confere-lhe uma grande potencialidade para o uso estrutural, quando confrontada com outros materiais de iguais características de resistência mecânica.

### 2.2.3 RETRACTILIDADE

Devido às oscilações do seu teor de água, a retratibilidade está associada à variação da dimensão da madeira.

Sendo a madeira um material anisotrópico (propriedade física que varia em diferentes direções), o valor da retração é desigual segundo as diferentes direções fundamentais (ver Fig. 2.5) (radial, tangencial e axial).

As variações segundo a direção axial são praticamente insignificantes e têm pouca relevância na aplicação em construção. As retrações tangenciais são as mais significativas, chegando a ser duas vezes superiores às radiais (Correia, 2009). No caso da direção longitudinal, o valor da retratibilidade que pode criar, não atinge grandes valores, e é, comparativamente com as outras, a que menos afeta a peça de madeira.

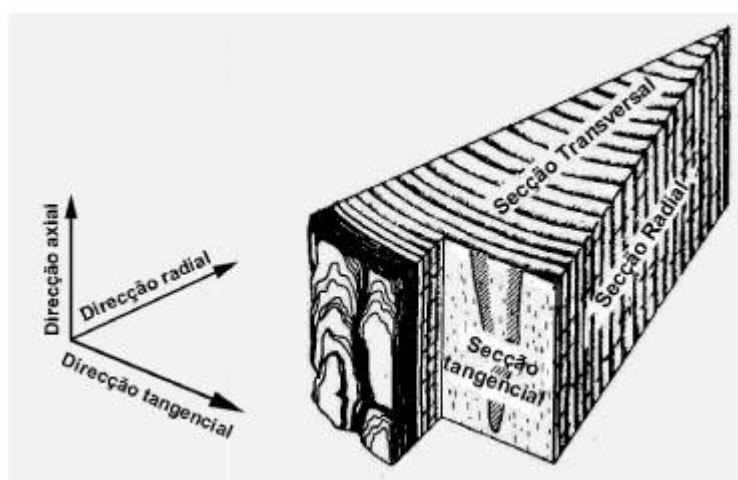


Fig. 2.5 – Eixos e planos fundamentais da madeira. (Dias, *et al.*, 2009)

### 2.2.4 REAÇÃO E RESISTÊNCIA AO FOGO

A madeira é um material combustível, devido à presença de elementos como o carbono, o oxigénio e o hidrogénio, fornecidos pela celulose e lenhina. A combustão pode definir-se como um processo químico de reação rápida e exotérmica, iniciado por uma ignição, (a chama), entre um combustível, (a madeira), e um comburente, (o oxigénio). A madeira apresenta-se como um material cuja reação ao fogo não é muito boa, ainda que a sua resistência perante este elemento seja bastante melhor (Correia, 2009).

Quanto à resistência ao fogo, a madeira apresenta um bom comportamento, situação aparentemente contraditória e que não é do conhecimento comum de vários agentes da construção (Negrão & Faria, 2009).

A verdade é que uma estrutura de madeira tem melhor comportamento, quando exposta ao fogo, do que as estruturas equivalentes em betão ou aço. Tal deve-se ao facto de que, ainda que a temperatura ultrapasse largamente o nível de 280 °C, não sofre uma rotura súbita, pois mesmo num incêndio em que se atinjam 1000 °C, ela conserva durante algum tempo uma boa resistência mecânica, devido ao efeito isolante das camadas externas carbonizadas (Negrão & Faria, 2009). Verifica-se assim que o fogo degrada o material madeira, não pela

diminuição das propriedades mecânicas devido à ação da temperatura, mas sim à perda de secção da peça estrutural.

A densidade interfere na reação da madeira ao fogo, ou seja, quanto maior esta é, menor é a facilidade e velocidade de combustão. De uma maneira geral, o teor em água da madeira influencia também este processo, atrasando-o, mas em estruturas em serviço, não apresenta grande relevância, sendo que o seu teor em água é normalmente baixo.

## **2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS**

De seguida, apresenta-se uma análise resumida das principais propriedades mecânicas da madeira, ou seja:

- Resistência à tração paralela às fibras, ou axial;
- Resistência à compressão paralela às fibras, ou axial;
- Resistência à flexão estática;
- Resistência à tração perpendicular às fibras;
- Resistência à compressão perpendicular às fibras;
- Resistência ao corte ou escorregamento;
- Dureza;
- Resistência à fadiga;
- Fluência.

### **2.3.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARALELA ÀS FIBRAS, OU AXIAL**

Devido à forma como as fibras estão dispostas na madeira, no sentido longitudinal ao tronco da árvore, verifica-se que a resistência à tração paralela às fibras é bastante elevada, comparada com as outras resistências. Quando é aplicado um esforço de tração no sentido axial na madeira, este provoca a aproximação das fibras, contribuindo assim para o aumento da coesão e aderência da madeira.

### **2.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS, OU AXIAL**

No que diz respeito à resistência à compressão paralela às fibras, quando um elemento de madeira é solicitado à compressão axial, consegue suportar tensões na ordem de 80 MPa, porque a compressão é paralela às fibras de madeira. No entanto, quando a carga é demasiado elevada, as fibras encurvam. Assim, a encurvadura das fibras faz com que um elemento de madeira deixe de suportar uma carga tão elevada, havendo um abaixamento da tensão para extensões muito elevadas até à rotura (Hilário, 2013).

Esta resistência está dependente de diversos fatores, nomeadamente, do teor em água, da massa volúmica e dos defeitos existentes na madeira. Relativamente ao teor em água, quando o seu teor em água é cerca de 30%, a sua resistência à compressão é máxima. No caso da massa volúmica, quanto maior for o seu valor, maior será a resistência à compressão.

### 2.3.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO ESTÁTICA

Quando é aplicada uma carga a meio vão de uma peça de madeira simplesmente apoiada nas extremidades, as fibras da peça fletida ficam sujeitas à ação de três tipos de forças (tração, compressão e corte).

O módulo de elasticidade à flexão estática na direção do fio é uma propriedade muito importante no que diz respeito à deformabilidade das peças. Normalmente possui um valor relativamente reduzido.

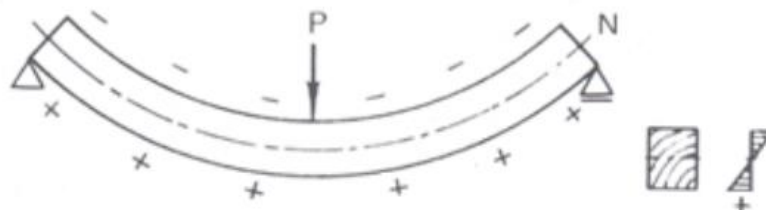


Fig. 2.6 – Viga à flexão. (Martins, 2010)

### 2.3.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS

Sabe-se que a madeira tem a disposição das fibras de celulose principalmente no sentido longitudinal do tronco da árvore, o que torna muito complicadas as ligações intercelulares na direção perpendicular às fibras. Por isso, a sua resistência à tração na direção perpendicular às fibras é muito reduzida. Um exemplo disso é o Pinho Bravo, que apresenta uma resistência à tração na direção perpendicular às fibras com valores muito baixos, com cerca de 3,0 MPa (peças perfeitas), ao passo que na direção paralela os seus valores são 50 vezes superiores.

### 2.3.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS

A resistência à compressão da madeira na direção perpendicular às fibras é inferior em cerca de 20 % a 25 % relativamente à resistência à compressão na direção paralela às fibras (Almeida, 2012).

Quando a madeira é comprimida por esforços na direção perpendicular ao fio, as cavidades das células que constituem as fibras são eliminadas e as paredes das células apoiam-se entre si (Almeida, 2012). O esmagamento que resulta da ação deste tipo de esforços pode provocar deformações nos elementos de madeira, que normalmente não são aceitáveis. A resistência à compressão na direção perpendicular às fibras é, sobretudo, condicionada pela massa volúmica da madeira (Almeida, 2012).

### 2.3.6 RESISTÊNCIA AO CORTE OU ESCORREGAMENTO

A resistência ao corte é diferente consoante a sua direção. Existem tensões tangenciais normais, paralelas e oblíquas às fibras. A tensão paralela às fibras é a mais desfavorável, pois tem como consequência o deslizamento ou escorregamento na madeira. Por outro lado, quando os esforços de corte atuam na direção perpendicular às fibras, não é comum acontecer rotura, pois muitas vezes antes de se atingir o limite de resistência por corte, atingem-se outros limites, nomeadamente a compressão transversal (Neves, 2013).

A capacidade resistente ao corte ou escorregamento para o Pinho Bravo é da ordem dos 12 MPa (Negrão & Faria, 2009).

### 2.3.7 DUREZA

A dureza é uma característica mecânica de um material, que consiste na capacidade de um corpo resistir à deformação localizada. Esta propriedade está relacionada com a densidade e “trabalhabilidade” da madeira e permite fazer uma seleção da espécie em função de uma determinada aplicação a que é destinada. Não tem uma importância significativa no comportamento estrutural.

### 2.3.8 RESISTÊNCIA À FADIGA

A resistência à fadiga é definida como a capacidade que um material estrutural tem em deformar-se sem alcançar a rotura, quando é sujeito a esforços alternados e repetidos de compressão e tração.

São apresentadas algumas considerações baseadas em resultados experimentais (Negrão & Faria, 2009):

- O quociente entre a resistência à fadiga e a resistência à flexão estática é, em média, da ordem de um terço;
- A cota de fadiga (quociente entre a resistência à fadiga e a massa volúmica) da madeira é da ordem de 6 a 7, enquanto que, para o alumínio é de 5 e de 2 a 3, para alguns aços especiais;
- O teor de água tem grande influência no valor da resistência à fadiga, sendo que para cada diminuição de 1 % do seu valor, se verifica uma redução de cerca de 3 a 4 % do valor da resistência à fadiga.

### 2.3.9 FLUÊNCIA

A fluência define-se como a deformação de um elemento estrutural, quando sujeito a cargas prolongadas de valor elevado. É comum nos carregamentos de longa duração, mesmo que a tensão experimentada pelo material não seja muito elevada, que o material entre em rutura antes de atingir os valores de tensão admissíveis obtidos em ensaios de curta duração (Pinheiro, 2012). Este fenómeno está diretamente ligado com as características da madeira, nomeadamente a humidade relativa do ar e a temperatura ambiente.

Apresenta-se de seguida um gráfico com a descrição deste fenómeno (Fig. 2.7):

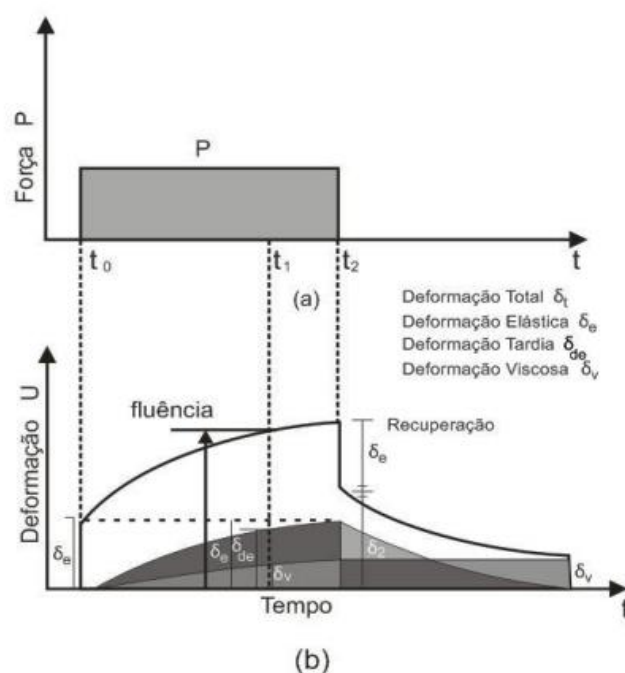


Fig. 2.7 – Evolução da deformação por fluência. (Pinheiro, 2012)

Neste gráfico observa-se que, para um determinado carregamento, uma deformação elástica ocorre inicialmente. De seguida a deformação continua a aumentar por efeitos de fluência e após a retirada do carregamento, permanece uma deformação residual que não é recuperada.

Para prevenir o impacto da fluência na resistência dos elementos estruturais da madeira são tomadas algumas medidas, tais como:

- Garantir que o elemento estrutural não seja submetido a grandes variações térmicas e higrométricas;
- Utilizar os elementos estruturais com teores de água estabilizados;
- Utilização da contra-flecha;
- Sobrestimar as cargas atuantes sobre a estrutura, para efeitos de dimensionamento, de maneira a impedir que o elemento estrutural entre em regime plástico (Negrão & Faria, 2009);

## 2.4 PATOLOGIAS

### 2.4.1 AÇÃO DE AGENTES BIOLÓGICOS

A degradação biológica é a causa mais frequente de anomalias em estruturas de madeira, de entre os quais se destacam os fungos de podridão e os insetos, nomeadamente térmitas e carunchos (ver Fig.2.8).

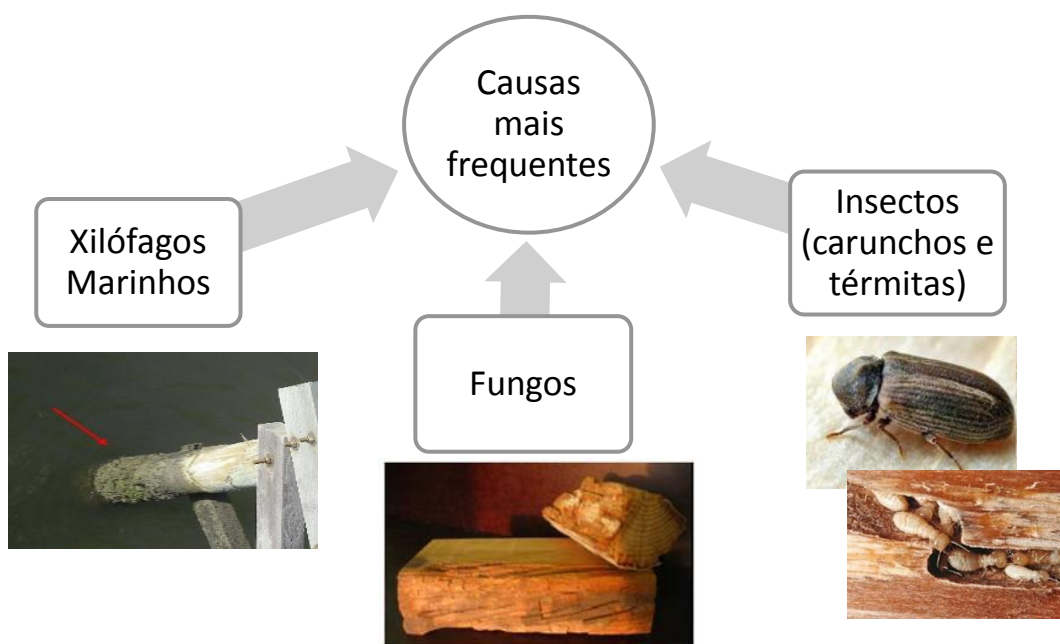


Fig. 2.8 – Ação de agentes biológicos (Dias, *et al.*, 2009); (Braga, 2014).

#### 2.4.1.1 Fungos de podridão

No interior dos edifícios, o ataque da madeira por fungos de podridão só ocorre em presença de deficiências da construção, como infiltrações de água da chuva, ascensão de água com origem no solo de fundação, condensações, falta de ventilação, etc. Os fungos necessitam também da presença de oxigénio, razão pela qual não atacam madeira constantemente imersa em água.

O desenvolvimento de fungos de podridão ocasiona a perda de material e de resistência mecânica da madeira, podendo, em condições favoráveis, levar à completa destruição dos elementos. O ataque pode ser detetado pela presença de micélio do fungo sobre a superfície da madeira ou rebocos e por uma acentuada perda de resistência da madeira à penetração de um objeto cortante (faca ou formão) (Dias, *et al.*, 2009). Depois de seca, a madeira apresenta frequentemente um aspeto característico. (ver Fig. 2.8).

#### 2.4.1.2 Térmitas subterrâneas

As térmitas subterrâneas têm origem em colónias no solo (reprodutores, obreiras e soldados), que atacam a madeira com teor de água superior a 20 %, mas não saturada, principalmente no exterior junto ao solo ou próximo dele e, no interior dos edifícios, especialmente nos pisos térreos (Dias, *et al.*, 2009).

As térmitas subterrâneas afetam apenas edifícios ou partes de edifícios que devido a diversas deficiências da construção permitem a ocorrência e a existência de níveis elevados de humidade nos materiais.

A infestação é identificada geralmente pela observação de galerias de terra sobre a madeira ou a alvenaria, resultantes da atividade das colónias, ou pela observação de enxameações de insetos adultos alados, como forma de disseminação das colónias. Também podem ser identificadas pelo aspeto característico de «folhado» da madeira atacada ou pela observação direta dos insetos na sua fase larvar na madeira (designados por «formiga branca») (Dias, *et al.*, 2009).

A gravidade do ataque por térmitas subterrâneas depende da perda de secção provocada, a qual pode ser pontualmente muito intensa, com consequências graves para a segurança da estrutura (Dias, *et al.*, 2009).

#### 2.4.1.3 Carunchos

Os carunchos são insetos com ciclo larvar completo, sendo na fase larvar que provocam a destruição da madeira onde vivem e da qual se alimentam, escavando galerias (Dias, *et al.*, 2009).

Estes insetos atacam essencialmente madeira estrutural e peças de imobiliário.

#### 2.4.1.4 Xilófagos marinhos

Podem encontrar-se ataques de xilófagos marinhos classificáveis como moluscos e crustáceos, em madeira submersa em água do mar.

Em Portugal, o molusco *Teredo navalis* e os crustáceos *Limnoria* e *Chelusa* destroem a madeira, abrindo galerias, sendo em geral este ataque mais significativo na Primavera (Branco, *et al.*).

#### 2.4.2 AÇÃO DE AGENTES ATMOSFÉRICOS

Os agentes atmosféricos afetam os elementos estruturais inseridos em ambiente interior ou exterior. A sua ação tem como efeito, uma deterioração física (fendas, empenos, remoção de material lenhoso) e/ou química, dependendo do grau de exposição. Apesar da degradação provocada pelos agentes atmosféricos (radiação ultravioleta, humidade relativa e temperatura do ar, precipitação, vento) não resultar problemas estruturais significativos, pode desenvolver condições para a ocorrência de outros tipos de degradação, nomeadamente biológica.

A degradação da madeira devido aos agentes atmosféricos pode ser reduzida pela aplicação de produtos de revestimento, tais como tintas ou vernizes capazes de refletir ou absorver a radiação ultravioleta, que podem ter ainda uma ação hidrófuga.

#### 2.4.3 ANOMALIAS DEVIDO À AÇÃO HUMANA

As anomalias devido à ação humana dependem principalmente da má conceção da estrutura, cálculos incorretos, má qualidade dos materiais, falta de qualificação técnica dos executantes, deficiente manutenção, etc. (ver Fig. 2.9).

A conceção das estruturas de madeira deve ter em conta a escolha adequada do material, a sua anisotropia (direções longitudinal, tangencial e radial), a pormenorização dos sistemas de ligação e as deformações previsíveis a longo prazo (Branco, et al.).

É muito comum na fase de construção, a utilização da madeira não classificada para estruturas, com teor em água sem estar em equilíbrio com o ambiente, onde a estrutura vai estar inserida e sem tratamento prévio adequado (Branco, et al.), provocando deformações e fissurações nas peças.

A alteração das condições de utilização deve ser estudada minuciosamente, averiguando a compatibilidade com a estrutura existente, e seguida de medidas necessárias à manutenção do período de vida útil pretendido (Branco, et al.).

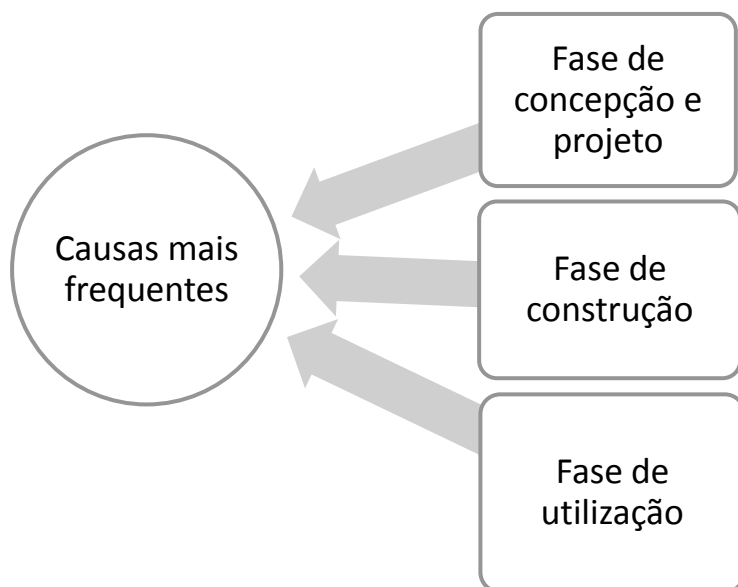


Fig. 2.9 – Anomalias devido à ação humana

### **3 TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS E LIGAÇÕES - TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO**

#### **3.1 INTRODUÇÃO**

As técnicas de intervenção em estruturas de madeira podem ser divididas em dois grupos: as técnicas de reabilitação e as técnicas de reforço. As primeiras têm como objetivo restituir a capacidade resistente inicial da estrutura, enquanto as segundas têm como finalidade, aumentar a capacidade de carga, ou limitar a deformação da estrutura (Lopes, 2007).

A seleção da técnica mais apropriada depende do objetivo e contexto da intervenção que se quer dar a uma determinada estrutura, do tipo de material, do tipo de anomalias, das vantagens e limitações específicas de cada técnica a utilizar.

Estas técnicas podem incidir sobre os elementos estruturais e/ou sobre as ligações. Dado o enfoque deste trabalho nas pontes pedonais em madeira, analisar-se-á de seguida as tipologias mais correntes para tabuleiros/pavimentos, pilares/estacas e para ligações.

##### **3.1.1 PAVIMENTOS/TABULEIROS**

Os pavimentos são constituídos principalmente pelas vigas ou longarinas e pelo soalho. Também podem ser constituídos por outros elementos secundários, normalmente vigas ou barrotes de menor dimensão, que têm como função melhorar o comportamento da estrutura, face ao seu peso próprio e sobrecargas (ver Fig. 3.1 e Fig. 3.2), principalmente no que respeita à vibração e ao contraventamento.

As longarinas são normalmente vigas-biapoçadas, dispostas paralelamente entre si e com um determinado afastamento (Martins, 2010). A secção destes elementos é normalmente retangular.

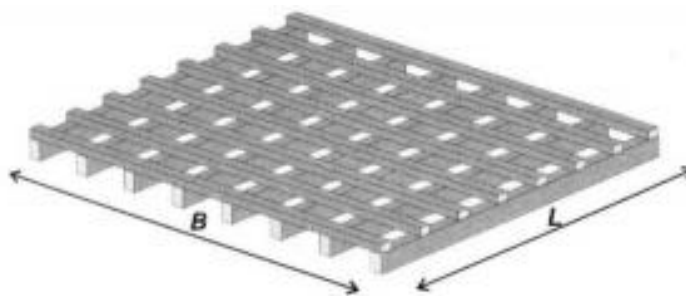


Fig. 3.1– Pavimento/tabuleiro de madeira – vigas principais e secundárias. (Martins, 2010)



Fig. 3.2– Pavimentos com e sem viga secundária. (Martins, 2010)

No caso dos apoios, estes são geralmente executados em vigas transversais ou carlingas, com dimensões transversais superiores, que transferem as cargas para os pilares ou encontros (ver Fig. 3.3).



Fig. 3.3 – Pormenor da entrega das longarinas nas carlingas (Laranja, Costa, & Silvestre, 2015).

Quanto ao revestimento ou soalho, este é realizado com tábuas, normalmente com espaçamento entre si. (ver Fig. 3.4 e 3.5).

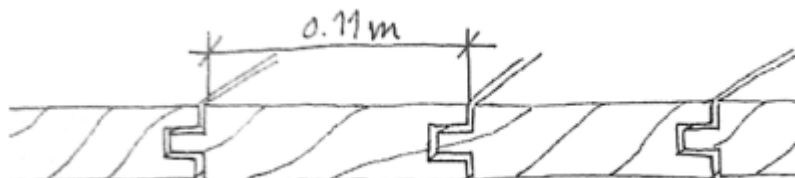


Fig. 3.4 – Soalho à inglesa. (Martins, 2010)

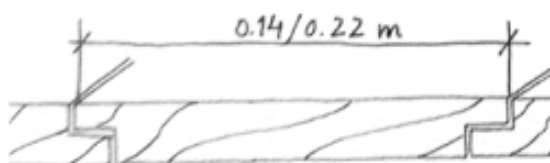


Fig. 3.5 – Soalho à portuguesa. (Martins, 2010)

### 3.1.2 TIPOS DE TABULEIROS EM PONTES DE MADEIRA

As pontes de viga são normalmente construídas com vigas de madeira, localizadas abaixo do pavimento da ponte e com tábuas transversais ou longitudinais. A típica ponte de viga tradicional é composta por vigas principais, vigas transversais, reforço transversal, vigas transversais do assoalho e um pavimento (Crocetti, 2014). Normalmente este tipo de ponte tem como função a circulação de pedestres, mas também podem ser utilizadas como pequenas pontes rodoviárias. As vigas devem ser travadas transversalmente para proporcionar resistência lateral e rigidez. Geralmente, o apoio é obtido através da colocação de uma viga transversal entre as vigas principais e sobre esse conjunto são adicionadas as tábuas em deck – sistema de tabuleiro de uma camada (Fig. 3.6 a) e Fig. 3.7). As plataformas de pontes são normalmente em decks de tábuas abertas, mas também podem ser utilizados painéis de madeira lamelada colada ou outros painéis de madeira em conjunto com uma camada de impermeabilização sob a superfície de desgaste.

Quando se utiliza o sistema de tabuleiro de duas camadas, as pranchas transversais permanentes servem como camada de suporte e as tábuas de assentamento longitudinais servem como superfície de desgaste (Fig. 3.6 b)).

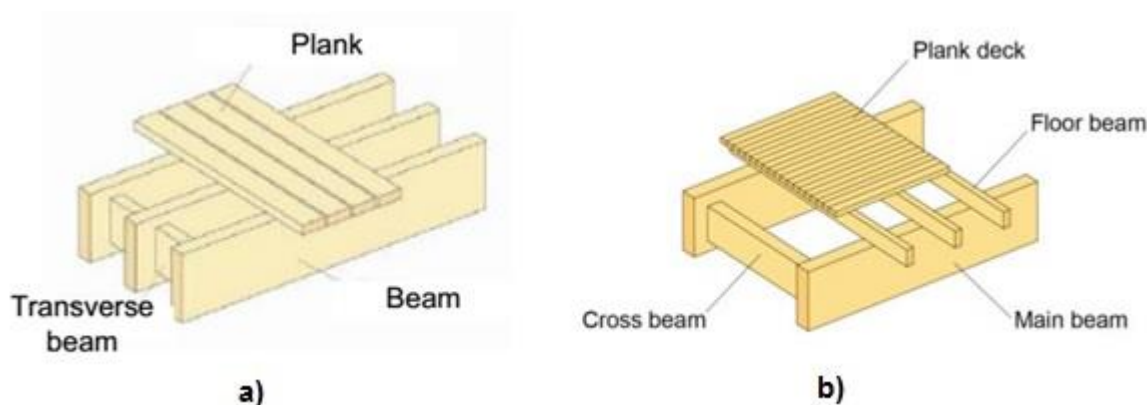


Fig. 3.6 – Tipos de tabuleiros em pontes de madeira: a) tabuleiro de uma camada; b) tabuleiro de duas camadas (Crocetti, 2014).



Fig. 3.7 – Ponte em madeira com tabuleiro de uma camada (Crocetti, 2014).

### 3.2 PILARES/ESTACAS

Os pilares/estacas em pontes de madeira são elementos de fundação indireta executados normalmente por cravação, com recurso a equipamentos específicos.

As estacas de madeira são constituídas por troncos de árvores, retilíneos, que têm uma preparação das extremidades (topo e ponta) para cravação, limpeza da superfície lateral e, caso sejam utilizadas em obras permanentes, um tratamento com produtos preservativos (Velloso & Lopes, 2010).

Os processos principais de instalação de estacas são (Miná, 2005):

- a cravação – por percussão;
- escavação – não-suportada; suportada por lamas bentoníticas; suportada por encamisamento;
- misto – parcialmente escavado na fase inicial, e parcialmente cravado na fase final.

No caso das estacas de madeira, geralmente são cravadas por percussão.

Quando as estacas são instaladas no solo, estas provocam o deslocamento do solo, logo as estacas podem também ser classificadas de acordo com o grau de deslocamento do solo, ou seja, em estacas de grande deslocamento, de pequeno deslocamento ou sem deslocamento. Assim, em geral, as estacas de madeira podem ser classificadas como pré-moldadas e de grande deslocamento.

Podem, também, ser utilizadas com secção transversal retangular, mas em geral são usadas com secção circular. A utilização deste tipo de secções representa um dos mais eficientes usos da madeira, pois é usada na sua condição natural e apresenta baixo custo de produção, em comparação com outros materiais estruturais (Miná, 2005).

Os pilares/estacas em madeira são divididos em dois grupos: as estacas de ponta e as estacas de atrito, em que a maior parte da carga seja resistida pela ponta da estaca ou por meio do atrito lateral entre a estaca e o solo, respetivamente.

A forma tronco-cónica natural das estacas de madeira é uma vantagem no desenvolvimento de capacidade de carga lateral, pois cada impacto do martelo durante a cravação tende a compactar o solo, assegurando uma maior adesão entre o solo e a estaca (Miná, 2005).

Geralmente, as estacas de madeira são cravadas com a extremidade menor para baixo, mas por vezes, com a intenção de aumentar a resistência da base, a extremidade maior pode ser utilizada para baixo. A ponta da estaca pode ser preparada com uma ponteira metálica, em caso de penetração em solos resistentes, mas também pode ser cortado em esquadro, ou mesmo com uma ponta pontiaguda. Usualmente existem limitações para os tamanhos das extremidades. Um fator a ser considerado é que o coeficiente de atrito desenvolvido entre a madeira e o solo pode aproximar-se da tangente do angulo de atrito interno efetivo do solo, a partir de uma combinação de deslocamento do solo pelo volume da estaca e da penetração de grãos na madeira, particularmente em solo não coesivo (Miná, 2005). Por isso, as estacas de madeira são adequadas para serem utilizadas como estacas de atrito em solos granulares.

### 3.2.1 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Uma das principais vantagens para estacas de madeira é a sua durabilidade quase ilimitada quando se encontram abaixo do lençol freático.

Existem também outras vantagens, tais como, a fácil aquisição, o baixo custo, a boa capacidade de suporte ao processo de cravação, apresentam um formato cónico natural que favorece a resistência lateral, são fáceis de manusear, são leves, aderem ao solo em condições de baixa temperatura, resistem ao ataque de solos ácidos e podem ser instaladas rapidamente e próximas umas das outras.

Quanto às desvantagens, as estacas de madeira apresentam deterioração quando são sujeitas à variação de humidade; quando instaladas em ambiente marinho, as estacas ficam vulneráveis a ataques de insetos xilófagos marinhos; existe limitação de tamanho e reduzida capacidade de carga estrutural; facilidade de ocorrer danos durante a cravação e dificuldade em aumentar o comprimento.

### 3.3 LIGAÇÕES

Uma ligação permite transferir esforços de um elemento estrutural para outro. O dimensionamento de uma ligação requer atenção à limitação de deformações e rotações, à segurança e à sua concretização com um custo razoável. São também relativamente caras e consomem muito tempo, quer no seu dimensionamento, quer na execução em obra. Para obter um melhor comportamento estrutural, utiliza-se ligações simples e em menor número.

É também importante o comportamento das ligações nas estruturas de madeira durante um sismo. É muito difícil criar ligações perfeitamente rígidas ou rotuladas entre elementos de madeira. Uma consequência direta é que existe uma rigidez associada à ligação, que permite rotações e deslocamentos relativos entre elementos ligados. A nível sísmico, esta característica dá origem a alguma dissipação de energia por calor (Hilário, 2013).

### 3.3.1 TIPOS DE LIGAÇÕES

O campo das ligações, engloba dois tipos de ligações, as ligações entalhadas (carpentry joints) e ligações mecânicas (ver Fig. 3.8).

As ligações entalhadas tradicionais de marcenaria são também usadas na indústria de mobiliário, se bem que em elementos de menores dimensões. Exemplos comuns, em estruturas, são as juntas entalhadas e/ou as de tipo mecha e respiga, usadas nas ligações perna-linha e nas ligações perna-diagonais de asnas de madeira.

Para as ligações mecânicas, distinguem-se, os ligadores do tipo cavilha, de forma cilíndrica ou filiforme, e os ligadores planos.

Os ligadores do tipo cavilha podem ser inseridos na madeira paralela, oblíqua ou transversalmente ao fio da madeira, sendo este último o mais frequente e o mais eficiente, do ponto de vista mecânico. A transmissão de forças é assegurada por pressão entre o ligador e a madeira, na face do furo de inserção (Negrão & Faria, 2009). Alguns exemplos destes tipos de ligadores são os parafusos de porca e anilha, os parafusos de enroscar, os pregos e os agrafos.

Os ligadores planos possuem uma grande área de contacto com a madeira, na qual é distribuída a força a transmitir. Existem diversas formas destes ligadores, tais como, anéis abertos ou fechados, placas circulares, placas metálicas dentadas, chapas de pregar ou estampadas, tacos retangulares, etc

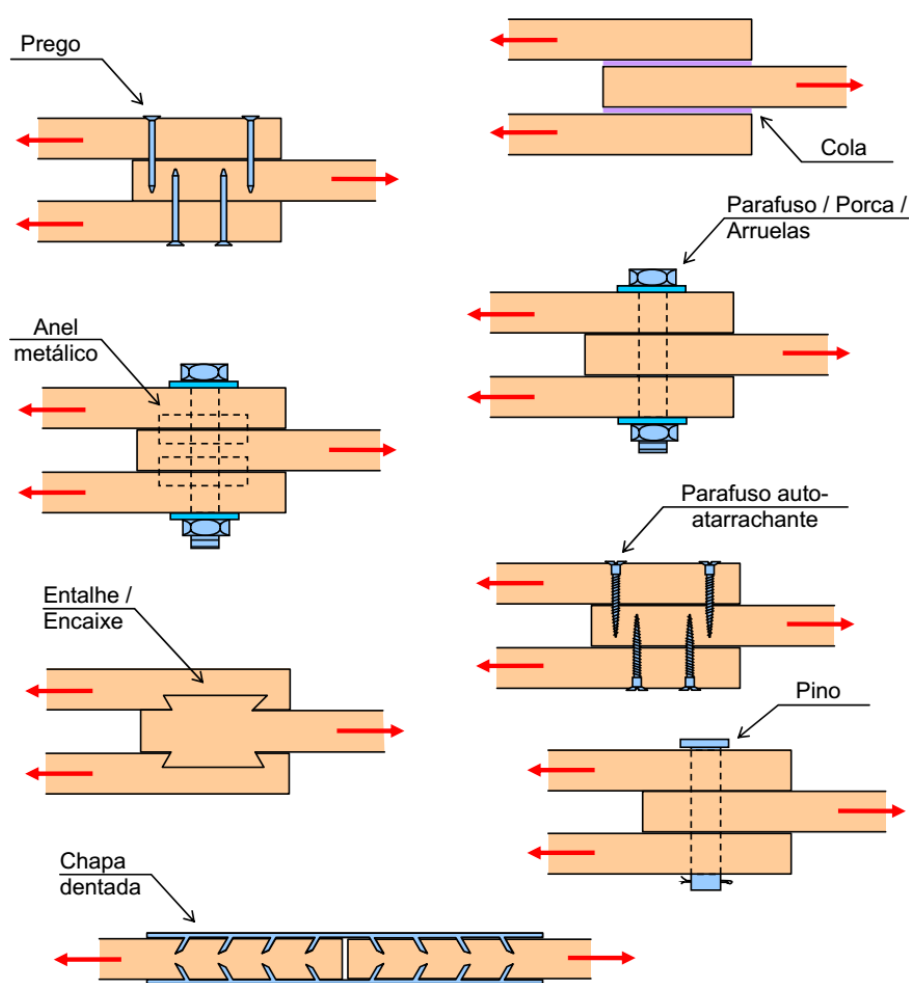


Fig. 3.8 – Várias ligações na madeira. (Pacheco, 2013)

De forma a adquirir a melhor escolha de um sistema de ligação para elementos estruturais de madeira, deve-se ter em conta os seguintes aspetos:

- Capacidade de carga e rigidez;
- Estética;
- Durabilidade;
- Custo de materiais e montagem;
- Adequação ao fim proposto.

### 3.3.1.1 Pregos

Os pregos são os ligadores mais utilizados na madeira. Existem diversos tipos de pregos, tais como, redondo liso e de secção quadrada, pregos de incisões e pregos helicoidais. O tipo mais utilizado é o prego redondo liso (ver Fig. 3.9). Geralmente a cabeça é circular, de diâmetro duplo do pescoço, de modo a facilitar a cravação ou disfarçar a presença do prego. Contudo os pregos lisos de secção quadrada, possuem uma resistência superior aos pregos redondos de diâmetro semelhante.

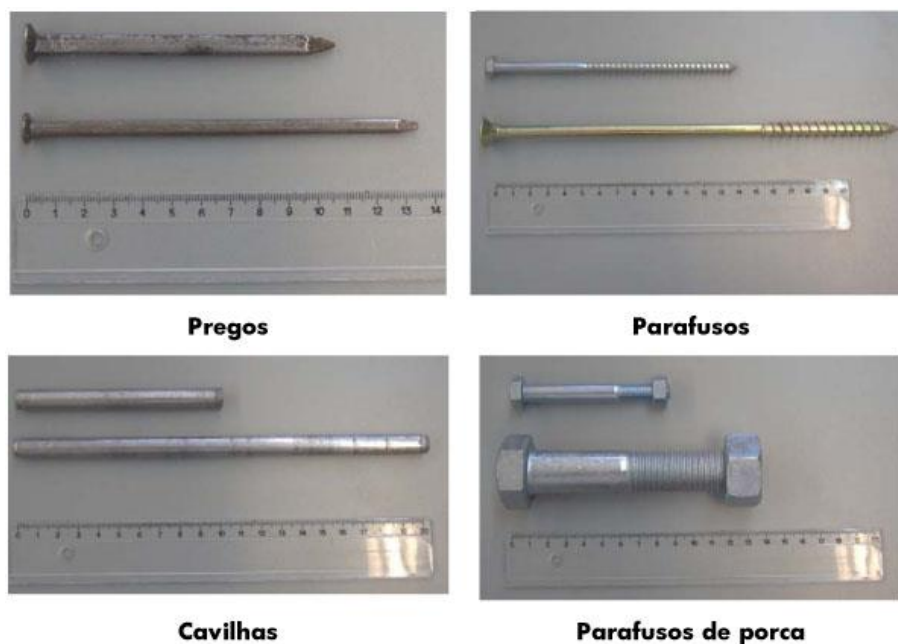


Fig. 3.9 – Ligadores metálicos para a madeira. (Dias, *et al.*, 2009)

Os pregos com incisões anelares exibem uma superfície lateral rugosa, que melhora a sua resistência ao arranque e dificulta a ocorrência de fendas na madeira (Negrão & Faria, 2009).

Os pregos helicoidais apresentam a mesma função que os referidos anteriormente, mas exibem uma maior resistência mecânica, devido ao endurecimento do aço por efeito da torção imposta ao arame de secção quadrada original.

### 3.3.1.2 Agrafos

Os agrafos são elementos de ligação compostos por uma coroa e duas pernas (ver Fig. 3.10) (Negrão & Faria, 2009). São normalmente usados na execução de ligações ligeiras e não estruturais.



Fig. 3.10 – Agrafos. (Planfor, 2016)

### 3.3.1.3 Parafusos de enroscar

Os parafusos de enroscar, os mais comuns utilizados em elementos estruturais de madeira são os de cabeça sextavada, no entanto podem ser também de cabeça de embeber ou redonda.

A aplicação mais comum é na fixação de aparelhos de apoio indireto, em conjunção com pregos. Requerem normalmente o uso de anilha sob a cabeça (Negrão & Faria, 2009).

Os parafusos sextavados destinam-se especificamente a aplicação estrutural, com diâmetro que variam de 8 a 20 mm e comprimentos até 300 mm. Os restantes são utilizados na fixação de elementos secundários ou não-estruturais, com diâmetro de 4-8 mm (Negrão & Faria, 2009).

Os parafusos apresentam uma vantagem em relação aos pregos, é a da reversibilidade da ligação, ou seja, os parafusos podem ser removidos e reaplicados, praticamente sem perda de capacidade resistente no arranque.

### 3.3.1.4 Cavilhas e parafusos de porca

As cavilhas e os parafusos de porca são utilizados em elementos de grandes dimensões, nos quais está em causa a transmissão de esforços elevados.

Estes são elementos cilíndricos, com diâmetros geralmente compreendidos entre 6 e 30 mm (Negrão & Faria, 2009), são compostos por aço maciço, no entanto existem, no caso das cavilhas, em materiais como plástico, madeira e ligas diversas, mas para aplicações ligeiras ou não-estruturais.

A cavilha tem uma superfície lateral lisa, sendo inserida, por percussão, num furo com um diâmetro ligeiramente inferior ao da cavilha (Negrão & Faria, 2009). Este pormenor permitirá acomodar a cavilha na sua posição final, por força do atrito que é mobilizado. As cavilhas e os parafusos de porca são utilizados em ligações que requerem uma elevada resistência ao corte, podendo atravessar vários elementos (Fernandes, 2014).

### 3.3.1.5 Ligadores planos

Os ligadores planos utilizados para a madeira são os anéis, as placas circulares e as placas dentadas.

Os anéis são ligadores de face dupla, constituído por um anel fechado ou seccionado num ponto da sua circunferência. Permitem, dada a sua forma, a realização de articulações quase perfeitas. Segundo a norma EN 912 existem quatro classes de anéis, designadas por A1 a A4. A classe A1 corresponde a anéis fechados de liga de alumínio, com diâmetros que variam de 65 a 190 mm. As classes A2 e A3 compreendem anéis abertos e em aço, (ver Fig. 3.11), tendo apenas diâmetros de 64 e 102 mm. Finalmente a classe A4, é constituída por anéis abertos de ferro fundido, com diâmetros de 60 a 200 mm (Negrão & Faria, 2009).

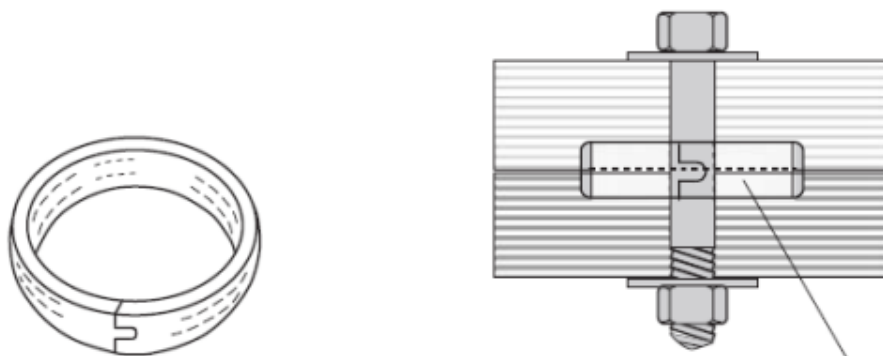


Fig. 3.11 – Ligadores planos (anéis abertos). (Fernandes, 2014)

Os anéis são utilizados para unir duas peças de madeira, constituindo ligações simétricas.

As placas circulares baseiam-se nos mesmos princípios mecânicos que os anéis. Estes têm diversos tipos, nomeadamente o tipo B1 com diâmetros entre 65 e 190 mm, em liga de alumínio; o tipo B2 com diâmetro 67 mm em aço laminado a quente; o tipo B3, com diâmetro 102 mm, em ferro fundido maleável; e o tipo B4 em ferro fundido cinzento com diâmetros entre 80 e 180 mm (Negrão & Faria, 2009).

Estas podem ser utilizadas para ligar madeira a madeira ou para ligações madeira-aço. Apresentam alguma flexibilidade inicial, devida à pequena tolerância do diâmetro ou furo central da placa, o que implica um deslizamento prévio antes que as pressões diametrais entre a placa e o parafuso possam ser mobilizadas (Negrão & Faria, 2009).

As placas dentadas (ver Fig. 3.12) têm numerosos tipos específicos com referências de C1 a C11. Estes apresentam diferenças entre si pela forma, que pode ser circular, quadrada ou oval, pela geometria e distribuição dos dentes e pela constituição do material.

A vantagem desta ligação em relação às mencionadas anteriormente é a de dispensar a abertura prévia de um rasgo, visto que são inseridos na madeira por compressão.

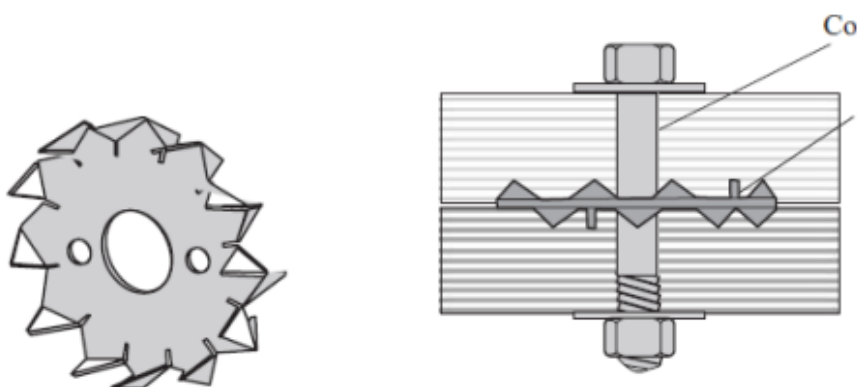


Fig. 3.12 – Placas metálicas dentadas. (Fernandes, 2014)

### 3.3.1.6 Chapas metálicas denteadas

São ligadores constituídos por uma chapa plana, na perpendicular da qual se projetam dentes concebidos por dobragem (ver Fig. 3.13). Estes são cravados na madeira, assegurando a transmissão de forças para a chapa. É usada para a ligação de elementos complanares e da mesma espessura (Negrão & Faria, 2009). Estes ligadores são preferencialmente usados em situação de pré-fabricação, porque a sua rigidez perpendicular ao plano é praticamente nula.

Esta solução tem como vantagem em comparação aos ligadores planos mencionados anteriormente é o de prescindir a necessidade de sobreposição das barras, de modo a permitir a realização de estruturas perfeitamente planas.

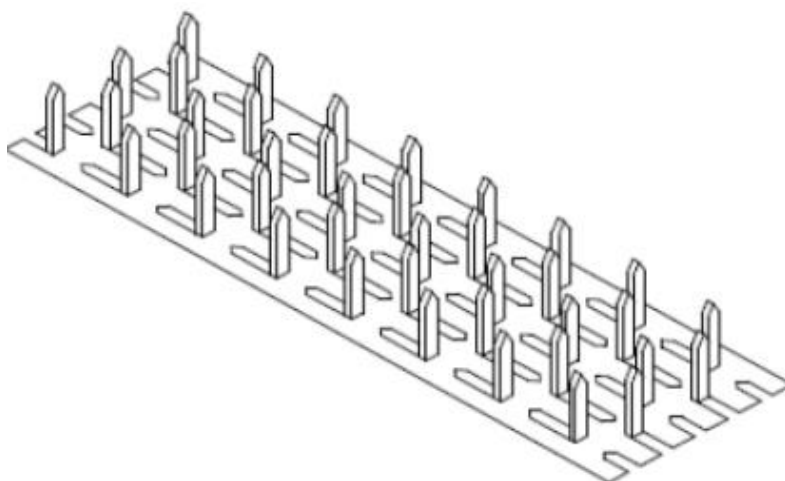


Fig. 3.13 – Chapa metálica dentada. (Fernandes, 2014)

Pode ocorrer a rotura de ligações com estes dispositivos, por esgotamento da capacidade de ancoragem dos dentes na madeira ou por cedência da chapa de base, que transfere as forças entre elementos.

## 3.4 TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA

### 3.4.1 REPARAÇÃO DE FENDAS POR MÉTODOS TRADICIONAIS

O método tradicional engloba a aplicação de cintas metálicas, pregadas ou aparafusadas, na pregagem direta dos elementos atravessando a fenda, e a aplicação de empalmes laterais metálicos de madeira ou contraplacado, rodeando a fenda. Estes métodos têm a desvantagem de não conseguirem fechar totalmente a fenda, conseguindo apenas impedir a sua progressão.

Relativamente à técnica de reparação de fendas por cintagem (Fig. 3.14 e), baseia-se na utilização de tiras metálicas para fechar as fendas, por mero aperto. A fixação de tiras é feita recorrendo a pregos electrozincados ou de aço. Esta técnica aplica-se em fendas de topo ou em fendas interiores longitudinais (Lopes, 2007).

A aplicação de parafusos de porca (Fig. 3.14 d)) que atravessam o elemento perpendicularmente à fenda e a apertam através de chapas de aço aplicadas às faces ou cantos tem a vantagem de permitir o seu reaperto posterior. Para evitar o efeito «de cunha»

ao fixar a madeira na posição em que foram cravados, estes parafusos devem entrar em furos de maior diâmetro (de passagem) (Dias, *et al.*, 2009).

No caso dos empalmes laterais (Fig. 3.14 a), b) e c)), têm a desvantagem de tapar a zona fendida, impossibilitando assim o seu controlo. Todas estas intervenções têm bastante impacto visual, exceto a pregagem direta da madeira.

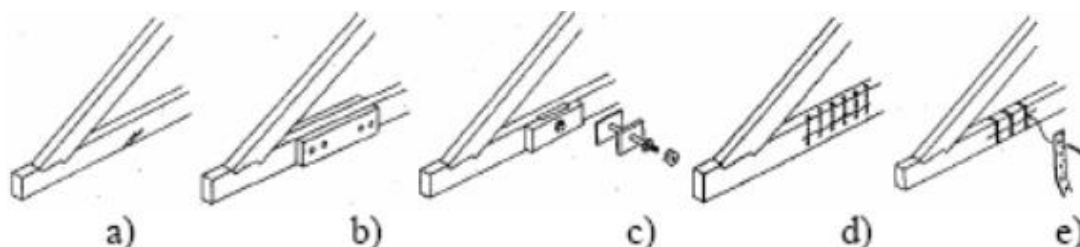


Fig. 3.14 - a), b), c) Fases do reforço por aplicação de empalmes d) reparação de fendas com parafusos; e) Reparação de fendas por cintagem. (Lopes, 2007)

### 3.4.2 REPARAÇÃO DE FENDAS POR COLAGEM

Nestes tipos de reparações pode-se utilizar colas epoxídicas ou outras colas estruturais adequadas à colagem em obra, tendo como objetivo limitar a retenção de água e aumentar a sua durabilidade.

Estas técnicas não devem ser aplicadas com o objetivo de recuperar a resistência de elementos com rotura mecânica, devido à reduzida fiabilidade alcançada nesses casos (Dias, *et al.*, 2009).

Estas soluções não são geralmente apropriadas para madeira aplicada no exterior, uma vez que nestas condições existe um risco elevado de delaminação (descolamento parcial dos bordos da fenda), o que poderá propiciar ainda mais a retenção de água na madeira. Estas intervenções devem ser feitas com a madeira seca, para limitar o risco de a cola endurecida vir a atuar como cunha, forçando ainda mais a fenda em resultado da subsequente secagem e retração da madeira (Dias, *et al.*, 2009).

## 3.5 TÉCNICAS DE REFORÇO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA

O reforço de elementos estruturais de madeira pode ser essencial por diversas razões. Normalmente a resistência e/ou rigidez desses elementos é insuficiente, segundo a realização de uma verificação da segurança estrutural. A existência de deformações acentuadas com frequências de vibração demasiado baixas são também deficiências comuns em estruturas existentes.

Pode-se também recorrer ao reforço, se existir perda de secção transversal dos elementos provocada pelo ataque de xilófagos, ou pela sua rotura mecânica, seja pela sua inferior qualidade e resistência de algum elemento, seja em resultado de esforços acidentais ou não, ou ainda por intervenções desapropriadas ou degradação da madeira.

### 3.5.1 REFORÇO DE ELEMENTOS POR TÉCNICAS CONVENCIONAIS

Uma das soluções que geralmente é utilizada para o reforço de elementos em serviço é a adição de chapas ou perfis de aço, inoxidável ou corrente, aparafusados ao elemento a reforçar. Estes perfis podem ser inseridos em rasgos no interior da madeira, aplicados em ambas as faces laterais, na face superior, na inferior ou em ambas (Dias, *et al.*, 2009).

De acordo com um problema específico, por vezes a intervenção pretendida num elemento pode ser resolvida através da substituição de troços deteriorados dos elementos por novas peças de madeira, sendo a ligação entre a madeira nova e a madeira velha é realizada pelos métodos da substituição de entregas deterioradas, ou solucionada em simultâneo com a aplicação das chapas de reforço global do elemento.

Na correção de uma deficiência pontual, o reforço poderá ter igualmente um carácter mais localizado, sendo no entanto conveniente assegurar que a fixação das peças metálicas se faz sobre madeira sã (sem degradação biológica) e com características de resistência adequadas (sem defeitos que comprometam o seu desempenho) (Dias, *et al.*, 2009).

Esta técnica apresenta uma intrusividade moderada e reversibilidade, permitindo um bom aproveitamento dos materiais originais e a intervenção é notória, embora visualmente esta varie consoante a aplicação do reforço, seja no interior ou no exterior do elemento.

A aplicação de perfis metálicos à face da madeira, embora fácil e rápida, tem um impacto visual muito marcado e implica um maior cuidado com a proteção contra a corrosão e ao fogo do aço (Dias, *et al.*, 2009). Relativamente ao embebimento de perfis em rasgos no interior da madeira tem um impacto visual menor e apresenta uma melhor proteção à ligação em caso de incêndio, contudo não possibilita uma execução rigorosa do rasgo, devido ao ajustamento entre este e o perfil, criando assim condições para a retenção de água numa situação de infiltração accidental.

### 3.5.2 REFORÇO DE ELEMENTOS POR COLAGEM DE PEÇAS DE AÇO OU DE COMPÓSITOS (PRF)

É uma solução em que a ligação dos elementos de reforço à madeira (materiais metálicos ou compósitos – PRF (*fibre reinforced polymers*)) é realizada por colagem com colas estruturais próprias para aplicação em obra.

Normalmente consiste na colagem de chapas ou varões de aço ou de perfis pultrudidos de PRF, que são colados na face da madeira ou no seu interior, em rasgos ou furos realizados para o efeito. Os PRF são aplicados com a direção principal orientada paralelamente às fibras da madeira, de forma a aumentar a rigidez e a resistência à flexão dos elementos (Dias, *et al.*, 2009).

A aplicação de perfis compósitos apresenta várias vantagens, tais como, o facto de ser mais fácil de manusear, de preparar e aplicar em obra. Em relação às ligações de chapas aparafusadas, as ligações coladas tem uma rigidez maior, garantindo assim um melhor funcionamento do conjunto dos materiais ligados e assim uma maior eficiência da intervenção.

A reorganização do sistema, também é uma outra maneira de resolver um fraco desempenho estrutural. Redistribui-se as cargas consoante a adição de novos elementos, ou redistribui-se os esforços atendendo à alteração das condições de apoio ou dos pontos de aplicação de carga e da rigidificação de ligações.

### 3.5.3 ADIÇÃO DE NOVOS ELEMENTOS

Consiste na introdução de novos elementos (vigas, pilares, etc.) intercalados entre os existentes e paralelos a estes, (Dias, *et al.*, 2009) aumentando substancialmente a capacidade resistente da estrutura existente. Contudo na prática, apresenta muitas vezes dificuldades acrescidas na compatibilidade geométrica, visto que normalmente os elementos existentes são irregulares e deformados, precisando de um cuidadoso nivelamento dos elementos novos e velhos.

### 3.5.4 CONTRAVENTAMENTO E «EFEITO DE CONJUNTO»

Uma outra solução é a introdução de elementos de contraventamentos. Esta solução pode contribuir para um aumento substancial da capacidade portante da estrutura. Os elementos mais utilizados são os tarugos ou elementos em cruz entre vigas de pavimento, ou, no caso deste último, entre pilares, pois permitem a distribuição de cargas, transferindo parte da carga aplicada a um elemento para os elementos adjacentes e aumentam a rigidez global das estruturas por se reduzir o comprimento efetivo destes.

### 3.5.5 ALTERAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO E DO NÚMERO DE APOIOS

Esta abordagem apresenta algumas limitações e dificuldades, relativamente aos aspetos arquitetónicos, construtivos e estruturais.

Estas soluções de reforço permitem o aproveitamento (quase) integral dos materiais originais (ver fig. 3.15), tendo como principais desvantagens o aumento da massa estrutural e a alteração da distribuição de esforços na estrutura (Dias, *et al.*, 2009).

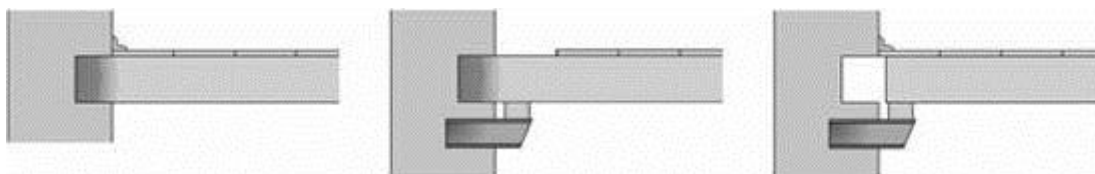


Fig. 3.15 – Criação de novos apoios. (Dias, *et al.*, 2009)

### 3.5.6 INTRODUÇÃO DE NOVAS SUBSTRUTURAS

Por vezes quando não é possível acrescentar elementos semelhantes aos existentes, é necessário criar uma nova subestrutura para trabalhar em paralelo com a existente, aliviando assim parte das cargas.

Para limitar as deformações da estrutura (treliças ou vigas de dimensões significativas) é possível executar um sistema para aplicação de cargas pontuais através da colocação de tirantes tracionados, com um traçado adequado. Consequentemente consegue-se diminuir o nível das tensões instaladas nos elementos de madeira e aplicar contra-flechas significativas, porém a sua viabilidade depende do estado de conservação e resistência da estrutura em geral.

### **3.6 REFORÇO DE LIGAÇÕES**

A utilização desta alternativa, em termos de resistência e ductilidade, consegue melhorar o comportamento da estrutura, sem necessidade de alterar o respetivo modo de funcionamento original. Só em casos extremos de degradação é aplicada a rigidificação total das ligações. Sendo que é essencial estabilizar a estrutura em situações de risco de colapso e quando não são praticáveis outros métodos de intervenção, pois leva a uma distribuição de esforços na estrutura diferente da concebida originalmente.

#### **3.6.1 REFORÇO DE LIGAÇÕES POR TÉCNICAS CONVENCIONAIS**

O reforço das ligações por técnicas convencionais é realizado através do acrescento de elementos metálicos ou de madeira e a intervenção depende do aumento dos esforços atuantes e/ou a introdução de novos esforços, para os quais a ligação original não foi criada.

Na base da escolha de um determinado tipo de reforço deve estar o verdadeiro modo de rotura, que nem sempre é fácil de determinar com base em análises simplistas da estrutura e/ou da ligação (Dias, *et al.*, 2009). Quando identificado o modo de rotura mais condicionante pode-se eleger, qual o reforço mais apropriado.

Quando a ligação é obrigada a receber esforços para os quais não foi originalmente preparada, é necessário atribuir dispositivos adequados aos novos esforços. Opta-se por rigidificar a ligação, à custa de aplicação de gussets de placas de derivados de madeira, como contraplacado ou LVL, ou chapas metálicas, como esquadros, unindo as faces dos elementos que confluem na ligação ou a partir da aplicação de dispositivos que trabalhem como grampos, como braçadeiras ou parafusos atravessantes e que impossibilitam os deslocamentos relativos entre elementos (Dias, *et al.*, 2009). Contudo é indispensável conhecer as consequências, na zona da ligação e comportamento estrutural global dos reforços aplicados.

Exemplos de reforço de ligações.

- Inserção de parafuso de aço;
- Aplicação de chapas metálicas em ambas as faces, aparafusadas;
- Utilização de gusset de contraplacado ou chapa de aço;
- Estabilização do talão por meio de pregos ou parafusos auto-roscentes.

#### **3.6.2 REFORÇO DE LIGAÇÕES POR COLAGEM**

O reforço de ligações por colagem abrange diversas técnicas, com propósitos e implicações diferentes.

Contêm medidas corretivas de consolidação global da ligação e medidas preventivas para aumentar a resistência da madeira à tração transversal às fibras, na área abrangida pela ligação.

Nas primeiras medidas, destaca-se: o empalme e consolidação da ligação pela injeção de colas estruturais, epoxídicas ou similares; e a aplicação de chapas de aço ou de contraplacado estrutural, colados de forma a incluir os diversos elementos que convergem na ligação. Desta forma em ambos os casos o comportamento da ligação é alterado, e é verificado o aumento da resistência e da rigidez (Dias, *et al.*, 2009).

No caso das segundas medidas, destaca-se: a colagem de tecido de fibra de vidro às faces de cada um dos elementos da ligação, sem os colar entre si; e a cravação de cavilhas coladas perpendicularmente às fibras da madeira, no interior de cada um dos elementos. O comportamento da ligação não será alterado por estes reforços, exceto na medida em que a sua presença permitirá desenvolver todo o potencial da ligação. Em ambos os casos, o objetivo é impedir a rotura prematura frágil dos elementos por tração perpendicular às fibras da madeira, permitindo a mobilização da resistência prevista da ligação e um comportamento minimamente dúctil (Dias, *et al.*, 2009).

## **4 ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

### **4.1 ESPECIFICIDADES DAS ESTRUTURAS DE MADEIRA**

Efetuar o cálculo para estruturas de madeira não apresenta segredos especiais comparativamente ao cálculo de estruturas de outros materiais estruturais correntes. No entanto, existem dois aspetos principais que é essencial dominar para se poder concretizar projetos de estruturas de madeira novas ou existentes com uma segurança satisfatória:

- o conhecimento dos regulamentos específicos (por exemplo o EC5);
- a consciência dos perigos relacionados à incorreta utilização da madeira em estruturas e de uma estimativa incorreta dos valores de cálculo a usar para os materiais.

#### **4.1.1 ESPECIFICIDADES MAIS IMPORTANTES**

Os problemas mais importantes na modelação e análise de estruturas de madeira são:

- a anisotropia da madeira e a respetiva influência no modo de montar as peças (Negrão & Faria, 2009);
- as variações dimensionais e das propriedades mecânicas das peças resultantes da variação da temperatura e humidade do ambiente (Negrão & Faria, 2009);
- a complexidade de modelar e calcular ligações;
- a necessidade da análise das vibrações (Estado Limite de Utilização);
- a importância que a rigidez das ligações tem na distribuição dos esforços;
- a relevância da deformação;
- o efeito da duração das cargas;
- a consideração da fluência;
- a necessidade de efetuar análises lineares de 2.<sup>a</sup> ordem em certas estruturas como, por exemplo, os pórticos;

#### **4.1.2 DURABILIDADE/PRESERVAÇÃO**

Como material orgânico que é, a madeira está sujeita ao ataque de certos organismos, como fungos, bactérias e alguns insetos xilófagos, como é o caso das térmitas. São os ataques dos insetos que podem causar os piores danos na madeira (Ramos, 2009). Por esse motivo, é necessário executar as estruturas de modo a que a madeira esteja sujeita a uma ventilação frequente e para que não esteja em contato permanente com humidade. Ou seja, sem humidade praticamente não há deterioração da madeira, sendo a ação dos fungos xilófagos inexistente. No entanto, existem alguns agentes degradadores que atacam a madeira seca,

como as térmitas de madeira seca e alguns tipos de carunchos. Quando são concebidas estruturas de madeira, deve procurar-se garantir que o teor em água de equilíbrio da mesma mantenha-se sempre próximo dos 12%.

Quando a madeira está em ambientes interiores protegidos, não requer, em geral, tratamento de preservação. No exterior, normalmente a madeira e derivados não têm durabilidade natural suficiente para resistirem aos ataques dos agentes bióticos sem tratamento preventivo. A proteção com pintura é sempre desejável, devendo estas ser objeto de ações regulares de manutenção, normalmente com periodicidade de 3 a 5 anos (Negrão & Faria, 2009).

#### 4.1.3 COMPORTAMENTO AO FOGO

A madeira é um material combustível e por isso tem um fraco comportamento de reação ao fogo. No entanto, no que respeita à resistência ao fogo, em estruturas sem proteção específica, o seu comportamento é geralmente superior à das estruturas de betão armado ou metálicas projetadas para os mesmos casos de projeto.

O comportamento deficiente ao fogo das estruturas de madeira é assim um falso problema já que, em Portugal, as estruturas não recebem geralmente proteção ao fogo, pelo que as estruturas de madeira cumprirão mais facilmente as disposições regulamentares que as suas competidoras fabricadas com outros materiais (Negrão & Faria, 2009).

#### 4.1.4 LIGAÇÕES

A maior dificuldade no cálculo de estruturas de madeira associa-se às ligações. A anisotropia da madeira apresenta diversas limitações no modo de ligar as peças. A capacidade mecânica numa ligação é em geral bastante reduzida devido à falta de espaço físico para colocar os ligadores necessários (Negrão & Faria, 2009).

As ligações devem ser sempre pensadas e concebidas de forma a garantir a máxima capacidade de deformação plástica possível (Dias, et al, 2009), de modo a resistir às ações sísmicas. Por isso deve-se evitar conceber estruturas que apresentem esforços de tração na direção perpendicular à direção das fibras, uma vez que este provoca roturas frágeis e valores de carga última difíceis de prever.

A utilização de vigas lameladas coladas de grande vão, é uma solução técnica muito interessante e mais económica, mas deve-se ter algum cuidado na conceção, no cálculo e execução em obra das ligações entre peças. Para calcular estas estruturas é assim essencial que o projetista entenda em profundidade o comportamento dos materiais e as teorias de cálculo dos ligadores.

As pontes são as estruturas de pormenorização mais complexas, pois estas encontram-se em ambientes exteriores e estão sujeitas a ações termo-higrométricas muito importantes. Estas estruturas normalmente destinam-se a utilização pedonal ou rodoviária ligeira, devido aos problemas de vibrações, capacidade de carga e durabilidade.

O cálculo das ligações e a garantia da sua estabilidade ao longo da vida da estrutura, tendo em conta em plano de manutenção a definir em projeto, constituem assim um desafio para os projetistas (Negrão & Faria, 2009).

Contudo deve-se realçar que as ligações de peças em madeira, nomeadamente em madeira lamelada colada, para vãos pequenos, são simples de calcular e pormenorizar, porque os esforços são reduzidos e o cálculo das ligações não são complexos.

## 4.2 CLASSES DE RISCO

De modo a efetuar corretamente os cálculos para as estruturas de madeira, os cálculos devem ser realizados de acordo com os diferentes ambientes a que a estrutura está exposta, pois estes determinam as suas condições de equilíbrio termo-higrométrico, que se refletem em diferentes dimensões e propriedades mecânicas das peças consoante o teor em água em que se encontram (Negrão & Faria, 2009).

Segundo a norma EN 335-1, existem 5 classes de risco:

- Classe de risco 1: ambiente interior protegido;
- Classe de risco 2: ambiente interior não protegido ou exterior não sujeito à ação direta da água das chuvas e com contatos muito esporádicos com água líquida;
- Classe de risco 3: ambiente exterior com contatos frequentes com água das chuvas, muitas vezes em períodos longos;
- Classe de risco 4: em contato permanentemente com água doce em fase líquida;
- Classe de risco 5: permanentemente imerso em água salgada.

Segundo o EC5 a classe serviço 1 corresponde a uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede 65% apenas em algumas semanas do ano, como por exemplo em situações de ambientes interiores com aquecimento. Quanto à classe de serviço 2 corresponde a uma temperatura próxima de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede 85% apenas em algumas semanas do ano, como por exemplo em ambientes exteriores abrigados sem exposição direta de humidade. Relativamente à classe de serviço 3 é definida por situações em que os teores em água das peças são superiores aos que ocorrem na classe de serviço 2.

Quadro 4.1 – Relação entre as classes de serviço do EC5 e as classes de risco do EN 335 (Nunes, 2013)

Classe de Serviço de acordo com a EN 1995-1-1	Classe de risco possíveis de acordo com a EN 335
Classe de serviço 1	Classe de risco 1
Classe de serviço 2	Classe de risco 1 Classe de risco 2 se o componente está aplicado numa situação em que pode estar sujeito a humedecimento ocasional causado por exemplo por condensação
Classe de serviço 3	Classe de risco 2 Classe de risco 3 ou superior se o componente for usado no exterior

Assim de acordo com o EC5 as classes de risco de 1 a 3 da norma EN 335-1 correspondem às classes de serviço de 1 a 3 do EC5 (ver Quadro 4.1). Quanto às restantes classes de risco o EC5 não se aplica (Negrão & Faria, 2009).

### 4.3 ANÁLISE ESTRUTURAL SEGUNDO EC5

De acordo com o Eurocódigo 5-1-1, com base nos resultados obtidos na análise estrutural de uma estrutura em madeira, devem ser feitas as seguintes verificações de segurança:

#### 4.3.1 ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

##### 4.3.1.1 Tração paralela ao fio

A regra de verificação da segurança para a tração paralela ao fio é, segundo o EC5-1-1 (§6.1.2(1)):

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (4.1)$$

Onde  $\sigma_{t,0,d}$  representa o valor de cálculo da tensão atuante de tração e  $f_{t,0,d}$  representa o valor de cálculo da resistência à tração paralela ao fio.

##### 4.3.1.2 Tração perpendicular ao fio

O EC5-1-1 não prevê a solicitação direta da madeira e derivados em tração perpendicular ao fio sendo esta, pelo contrário, uma situação a evitar por meio de uma conceção e pormenorização estruturais adequadas (Negrão & Faria, 2009). Porém na cláusula 6.1.3(1) refere a necessidade de levar em consideração o efeito de volume, quando a presença deste esforço seja uma característica secundária inerente do sistema estrutural considerado, como acontece na zona do cume de vigas curvas ou de extradorso em cume (Negrão & Faria, 2009).

##### 4.3.1.3 Compressão paralela ao fio

A expressão seguinte, segundo o EC5 (§6.1.4(1)), consiste em limitar o valor de cálculo da tensão atuante de compressão ao da resistência à compressão paralela ao fio:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (4.2)$$

Onde  $\sigma_{c,0,d}$  representa o valor de cálculo da tensão atuante de compressão e  $f_{c,0,d}$  representa o valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio.

Esta verificação deverá, no caso de elementos esbeltos, ser completada por uma verificação do risco de encurvadura lateral (ver ponto 4.2.1.9).

##### 4.3.1.4 Compressão perpendicular ao fio

Contrariamente ao caso anterior, o valor de  $f_{c,0,d}$ , agora varia em função da geometria e da extensão da zona carregada. Dependendo dessa configuração, a resistência à compressão poderá variar de um mínimo de  $f_{c,90,d}$  até 1,75 vezes este valor, devido à introdução do coeficiente  $k_{c,90}$ . Então a condição de verificação da segurança, segundo a alínea 6.1.5(1) do EC5 é:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} \quad (4.3)$$

O cálculo da tensão atuante de compressão é obtido através de uma área efetiva,  $A_{ef}$ , segundo a cláusula 6.1.5(1):

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (4.4)$$

Esta área é obtida através do prolongamento do comprimento carregado real de até 30 mm para cada lado, com o máximo (por lado) dado pelo menor de  $a$ ,  $l$  ou  $l_1/2$ .

O valor de  $k_{c,90}$  é determinado a partir dos seguintes critérios, segundo a cláusula 6.1.5(3) e 6.1.5(4):

Para vigas continuamente apoiadas, com  $h \leq l_1/2$  (Fig. 4.1 a):

- O  $k_{c,90}$  é 1,25 para madeira maciça de resinosas;
- O  $k_{c,90}$  é 1,50 para madeira lamelada colada de resinosas;

Para vigas sobre apoios discretos, com  $h \leq l_1/2$  (Fig. 4.1 b):

- O  $k_{c,90}$  é 1,50 para madeira maciça de resinosas;
- O  $k_{c,90}$  é 1,75 para madeira lamelada colada de resinosas e  $l \leq 400$  mm;

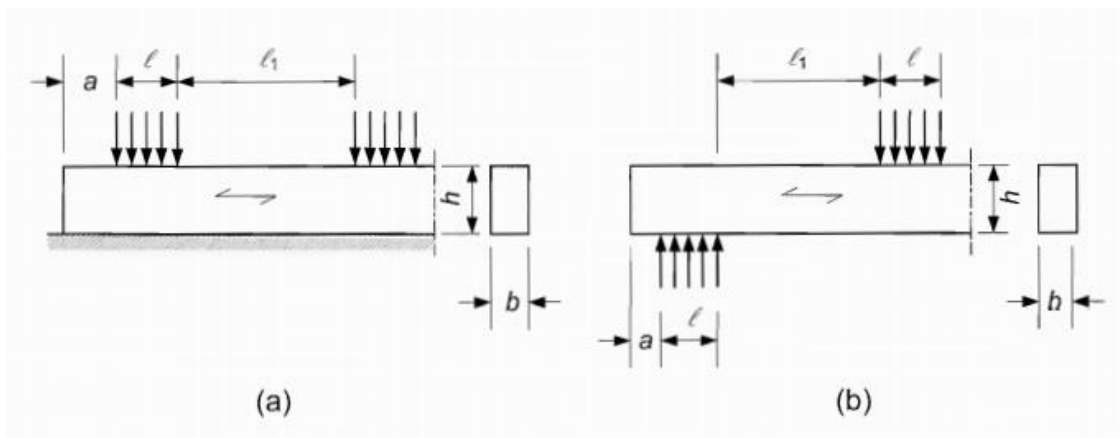


Fig. 4.1 – a) Vigas continuamente apoiadas; b) Vigas sobre apoios discretos. (EC5-1-1, 2004)

#### 4.3.1.5 Resistência à flexão simples

O EC5-1-1 propõe a verificação simultânea de duas condições, correspondendo uma redução da contribuição de  $M_y$  e a outra à de  $M_z$ :

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.5)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.6)$$

Onde  $\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  são os valores de cálculo das tensões máximas de flexão devidas aos momentos fletores de cálculo  $M_{y,d}$  e  $M_{z,d}$ . E  $f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  são os valores de cálculo das resistências à flexão nos planos  $xOy$  e  $xOz$ , respetivamente.

Segundo a cláusula 6.1.6(2) o coeficiente  $k_m$  permite a redução da expressão mencionada anteriormente e que tem como valores de 0,7 para secções retangulares e 1,0 para secções circulares.

#### 4.3.1.6 Resistência à flexão composta com tração

Quando uma secção está sujeita a uma ação conjunta de momento fletor com esforço axial à tração então o EC5-1-1 recomenda a utilização da mesma metodologia referida anteriormente, mas acrescentando um termo relativo à contribuição do esforço axial:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.7)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.8)$$

Estas expressões baseiam-se no pressuposto de uma interação linear entre o momento fletor e o esforço axial de tração o que, em face da linearidade do ramo de trações da curva tensões-extensões da madeira (Negrão & Faria, 2009).

#### 4.3.1.7 Resistência à flexão composta com compressão

Baseando no parágrafo anterior, e porque o ramo de compressões da curva tensões-extensões da madeira é marcadamente não linear, é utilizada uma relação de interação quadrática para o caso de flexão composta com compressão (Negrão & Faria, 2009). Então a expressão segundo a cláusula 6.2.4(1) do Eurocódigo 5-1-1 é:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.9)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.10)$$

#### 4.3.1.8 Corte

Segundo o Eurocódigo 5 o critério de verificação da segurança ao corte de elementos de madeira é estabelecido de acordo com a seguinte expressão (§6.1.7(1)):

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (4.11)$$

Os valores de  $\tau_d$  e de  $f_{v,d}$  representam a tensão atuante de corte e a resistência ao corte da madeira, respetivamente.

#### 4.3.1.9 Encurvadura lateral

O modo de verificação da segurança em relação à encurvadura é definido no Eurocódigo 5-1-1 da cláusula 6.3.2.

A verificação deve ser feita em dois planos perpendiculares da peça em questão. Portanto, inicia-se primeiro por definir as esbeltezas:

$$\lambda_y = \frac{L_{v,y}}{i_y} \quad (4.12)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{v,z}}{i_z} \quad (4.13)$$

Onde  $L_{v,y}$  e  $L_{v,z}$  são os comprimentos de encurvadura para flexão em torno dos eixos y e z, que correspondem à deformação nos planos xz e xy, respetivamente. E os valores de  $i_y$  e  $i_z$  são os raios de giração.

Segundo a cláusula 6.3.1(2), de seguida são calculadas as esbeltezas relativas, em que é utilizado o valor característico da resistência à compressão na direção do fio e o quantilho de 5% do módulo de elasticidade.

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.14)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.15)$$

De acordo com a cláusula 6.3.2(2), a verificação do risco de encurvadura é dispensado quando ambas as esbeltezas relativas são inferiores a 0,3. Então neste caso devem ser verificadas as relações expressas na cláusula 6.2.4 do EC5-1-1.

Caso os valores das esbeltezas relativas forem superiores a 0,3, deve-se proceder à verificação específica do risco de encurvadura. Assim as expressões utilizadas são:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.16)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.17)$$

Onde  $\sigma_{c,0,d}$ ,  $\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  são os valores de calculo das tensões normais de compressão e de flexão em torno dos eixos y e z, respetivamente.

$f_{c,0,d}$ ,  $f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  correspondem aos valores de calculo das resistências.

Quanto aos  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$  são os coeficientes de encurvadura, que são determinados pelas seguintes expressões:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (4.18)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (4.19)$$

Os valores dos coeficientes  $k_y$  e  $k_z$  são definidos pelas seguintes expressões:

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (4.20)$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (4.21)$$

Onde  $\beta_c$  é fator de retidão em que o seu valor é 0,2 e 0,1 para madeira maciça e madeira lamelada colada, respetivamente.

### 4.3.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

#### 4.3.2.1 Estado limite de deformação

A deformação instantânea  $u_{inst}$ , (ver Fig. 4.2) deverá ser calculada para a combinação característica de ações, conforme o EC0.

A deformação final  $u_{fin}$ , (ver Fig. 4.2) deverá ser calculada para a combinação de ações quase-permanente.

Para estruturas constituída por elementos, componentes e ligações com as mesmas características de fluência, e na hipótese de uma relação linear entre as ações e as deformações correspondentes, a deformação final poderá ser considerada igual a:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + \sum_{i>1} u_{fin,Q,i} \quad (4.22)$$

Em que:

Para uma ação permanente, G:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \times (1 + k_{def}) \quad (4.23)$$

Para uma ação variável de base da combinação,  $Q_1$ :

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} \times (1 + \Psi_{2,1} \times k_{def}) \quad (4.24)$$

Para ações variáveis secundárias,  $Q_i$  ( $i>1$ ):

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} \times (\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i} \times k_{def}) \quad (4.25)$$

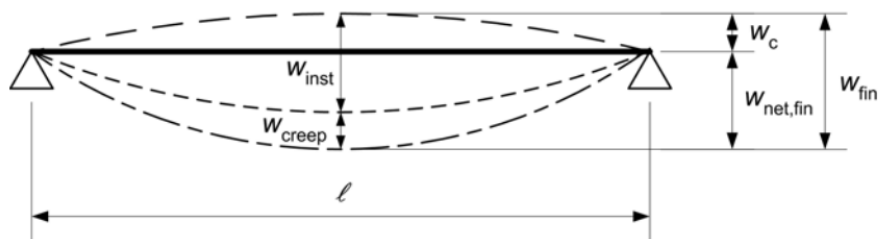


Fig. 4.2 – Componentes da deformação. (EC5-1-1, 2004)

Em que os limites de deformação segundo EC5-1-1 (§7.2 Tabela 7.1) são (ver Quadro 4.2):

Quadro 4.2 – Exemplos de limites de deformação

Condição de apoio	$U_{inst}$	$U_{net,fin}$	$U_{fin}$
simplesmente apoiada	L/300 a L/500	L/250 a L/350	L/150 a L/300
consola	L/150 a L/250	L/125 a L/175	L/75 a L/150

E para pontes segundo EC5-2 (§7.2 Tabela 7.1) são (ver Quadro 4.3):

Quadro 4.3 – Limites de deformação para pontes

Ação	Valores limites
Ação de tráfego característico	L/400 a L/500
Ação de pessoas e baixo tráfego	L/200 a L/400

#### 4.3.2.2 Estado limite de vibração

As recomendações identificadas pelo EC5-1-1 na alínea 7.3, para o estado-limite de vibração, têm como principal objetivo limitar as vibrações originadas pela atividade humana normal (passo) em pavimentos.

Para a verificação do estado limite de vibração para pavimentos em edifícios, a sua frequência deve ser superior a 8 Hz, segundo o EC5-1-1 da cláusula 7.3.3.

Quando são obtidos valores inferiores e condições de carga normais, aumenta o risco de ressonância, por isso o estudo deve ser mais rigoroso, sendo assim na cláusula 7.3.3(2), a verificação do estado-limite de vibração é expressa pelas seguintes condições:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (4.26)$$

$$v \leq b^{(f_1 \times \xi - 1)} \quad (4.27)$$

Onde  $w$  é a deformação instantânea vertical máxima e  $F$  é uma força concentrada vertical.

Os coeficiente  $a$  e  $b$  são determinados pela figura 7.2 do EC5-1-1. Quanto ao valor de  $v$  é a velocidade de resposta a um impulso unitário e  $\xi$  é o coeficiente de amortecimento modal.

Para os pavimentos retangulares simplesmente apoiados no contorno, com dimensões  $L \times B$ , sendo que  $L$  é o vão principal (menor), pode-se utilizar a seguinte expressão como frequência fundamental segundo a cláusula 7.3.3(4):

$$f_1 = \left(\frac{\pi}{2L^2}\right) \times \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (4.28)$$

Em que  $m$  é a massa por unidade de área do pavimento e  $(EI)_L$  é o fator de rigidez para flexão segundo o vão principal e por unidade de largura de pavimento.

Para pavimentos que também tem as mesmas característica anteriormente referidas, o valor de  $v$  é calculado por:

$$v = \frac{4 \times (0,4 + 0,6 \times n_{40})}{m \times B \times L + 200} \quad (4.29)$$

Em que o parâmetro  $n_{40}$  é o número de modos de vibração com frequência inferior a 40 Hz. O parâmetro  $m_x B \times L$  é a massa total do pavimento e o quociente  $4/200$  é a massa adicional de 50kg.

O parâmetro  $n_{40}$  é determinado pela seguinte expressão:

$$n_{40} = \left\{ \left[ \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \times \left( \frac{B}{L} \right)^4 \times \left( \frac{(EI)_L}{(EI)_B} \right) \right\} \quad (4.30)$$

Onde  $(EI)_B$  é o fator de rigidez de flexão para a direção transversal (B) por unidade de comprimento (L), devendo ser  $(EI)_B < (EI)_L$ .

Para o caso de pontes com passagem de peões, segundo EC0-Anexo A2 (§A2.4.3.2):

- Se a frequência fundamental do pavimento excede 5Hz para vibrações verticais e 2,5 Hz para vibrações horizontais, então não é necessário realizar uma nova verificação;
- Se está entre os valores de 3 – 5 para vibrações verticais ou entre os valores de 1,5 – 2,5 Hz para vibrações horizontais uma verificação do critério de conforto deve ser especificada para um projeto particular;
- E se a frequência é inferior a 3Hz para vibrações verticais e 1,5 Hz para vibrações horizontais então deve-se aplicar o critério de conforto para a passagem de peões.

Então neste caso os critérios de conforto devem ser definidos em termos de aceleração máxima aceitável em qualquer parte do pavimento:

As seguintes acelerações ( $m/s^2$ ) podem ser tomados como valores máximos recomendados para qualquer parte do pavimento:

- $0,5\sqrt{f_v}$  ou 0,7 - o menor para vibrações verticais;
- $0,14\sqrt{f_h}$  ou 0,15 - o menor para vibrações horizontais;

## 5 CASO DE ESTUDO

### 5.1 DESCRIÇÃO

A estrutura estudada, que permite o acesso à praia da Quinta do Lago, está localizada na Área Protegida e Parque Natural da Ria Formosa (ver Fig. 5.1 e Fig. 5.2).



Fig. 5.1 – Localização da Ponte de madeira da Quinta do Lago. (Inc., 2015)



Fig. 5.2 – Ponte de madeira da Quinta do Lago

A ponte existente foi construída em duas fases, a primeira em 1997/98 e a segunda em 2009. Na primeira fase foi utilizada uma madeira com um tratamento quimicamente agressivo, que atualmente não é permitido, mas que lhe forneceu características de durabilidade muito boas. Tal não se verificou com a madeira utilizada na construção de 2009, que exhibe já sinais de deterioração mais avançada. A fase da ponte em que foi realizada a verificação da segurança, foi a 1.<sup>a</sup> fase, visto que esta estava em melhores condições que a fase mais recente.

#### 5.1.1 1.º FASE – PONTE CONSTRUÍDA EM 1997/98

De acordo com os documentos consultados relativamente à ponte de acesso à praia da Quinta do Lago, existia anteriormente no local uma ponte em madeira de acesso à praia, construída em 1971, de carácter provisório com ligação à praia para peões e veículos. No entanto, a ponte foi mantida até aquela data, só para peões, com os inconvenientes daí resultantes para a circulação de veículos de transporte de mercadorias e pessoas, que se processava através das dunas.

A construção da 1.<sup>a</sup> fase da ponte atual foi ainda justificada pelo facto de que nessa data, os técnicos da Divisão da Rede Viária da Câmara Municipal de Loulé terem considerado que apesar das operações periódicas de reparação e de conservação efetuadas, a situação estava no limite e que constituía um elevado risco para a segurança das pessoas e para a estabilidade da ponte.

A nova ponte (1.<sup>a</sup> fase), com uma área total de construção de 768 m<sup>2</sup>, foi concebida para a passagem de peões e também para permitir o acesso à praia de um veículo especial de dimensões reduzidas (buggy), com as seguintes características:

- tabuleiro com 2,40 metros de largura entre guardas e um comprimento total de 320 metros, composto por 64 módulos base de 5 metros de comprimento;
- corrimãos laterais com uma altura de 1,10m;
- corrimão, a meio da largura do tabuleiro, de resguardo dos peões em relação ao buggy, módulo sim módulo não;
- entrada e saída da ponte dotadas de baias impeditivas da passagem de veículos de 2 rodas.

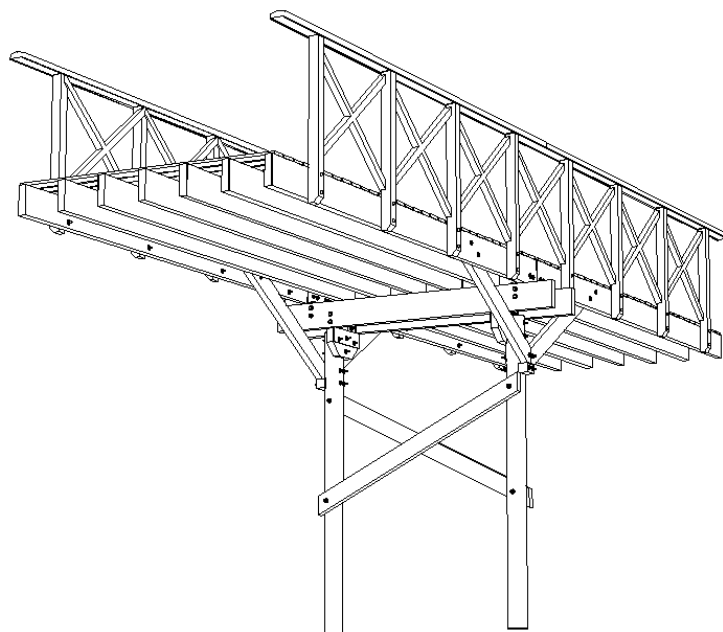


Fig. 5.3 – Desenho tridimensional de um módulo da estrutura, com destaque para a vista inferior da ponte.

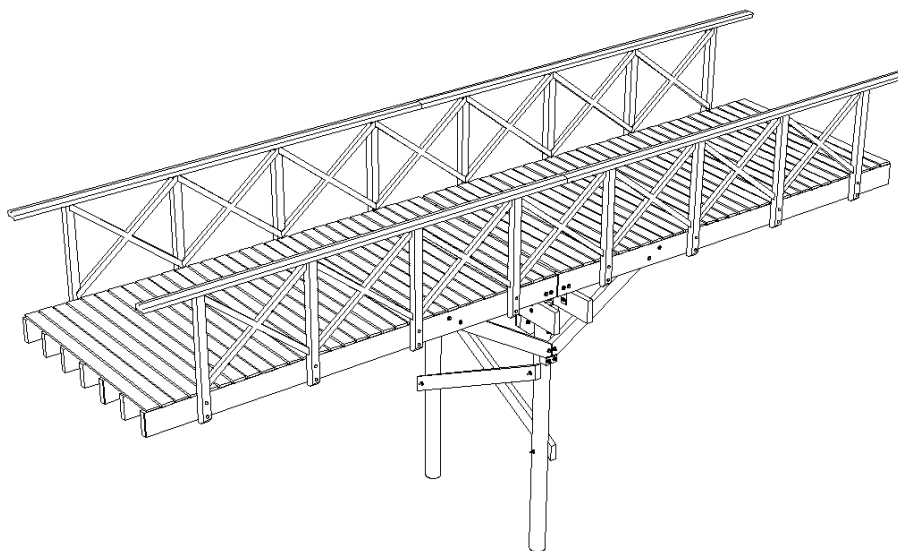


Fig. 5.4 – Desenho tridimensional de um módulo da estrutura, com destaque para a vista superior da ponte.

Tem como dimensões e constituintes transversais (ver Fig. 5.5 e Fig. 5.6):

- Dois prumos redondos com diâmetro de 18 cm;
- Uma cruz de suporte dos prumos (2,80 m x 0,165 m x 0,07 m);
- Trave de suporte (0,26 m x 0,07 m);
- Trave de suporte da passareira (0,26 m x 0,07 m)
- Traves de suporte em V (2,30 m x 0,165 m x 0,12 m)
- As tábuas da passareira (soalho) tem de espessura 0,025 m e 0,14 m de largura.

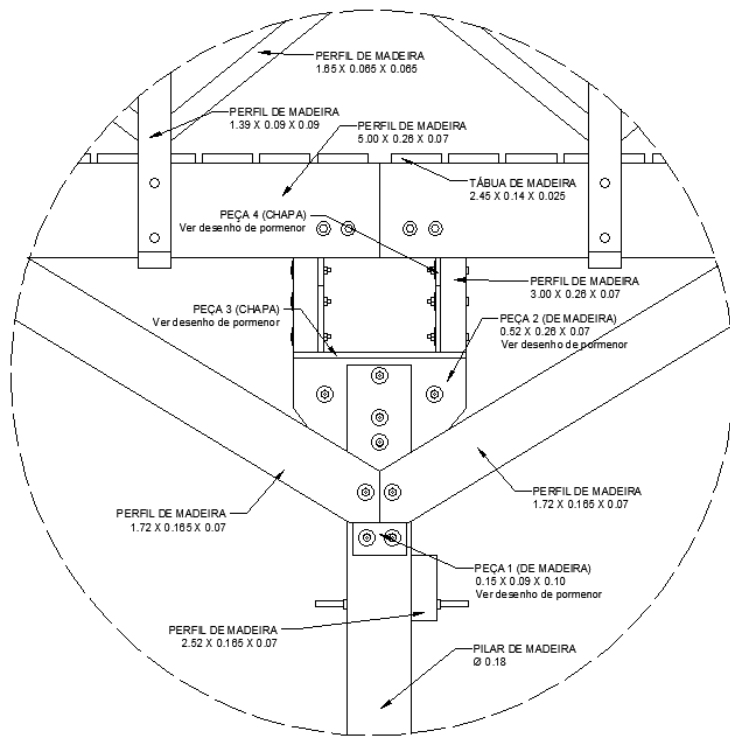


Fig. 5.5 – Dimensões dos elementos

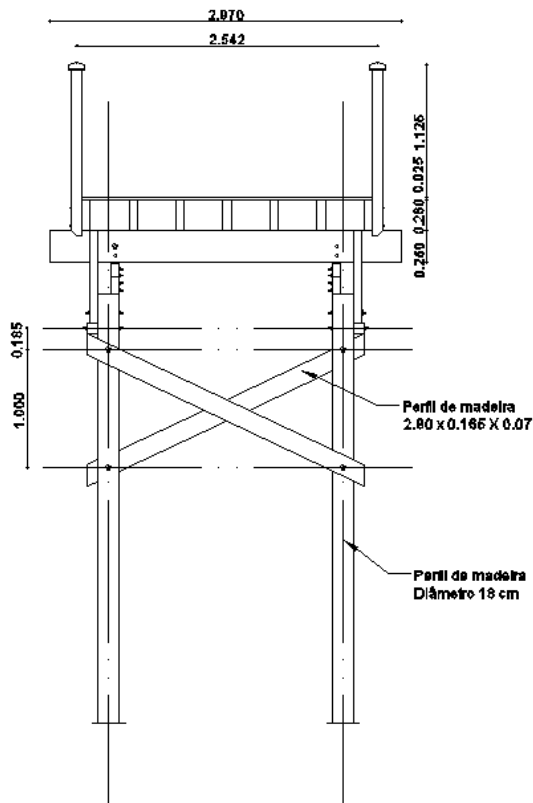


Fig. 5.6 – Corte Transversal da ponte

Para o perfil longitudinal (ver Fig. 5.7), o projeto previa que a ponte formasse um arco muito suave, garantindo a passagem, a meio e na maré alta, de pequenos barcos, pelo que a altura livre acima do nível médio das águas prevista para os dois vãos centrais era de 4,00 metros.



Fig. 5.7 – Perfil longitudinal da ponte. (Turísticas, 2017)

#### 5.1.2 2.º FASE – PROLONGAMENTO DA PONTE EM 2009

Em 2008 a empresa InfraQuinta, gestora desta infraestrutura, decidiu substituir a passadeira entre a ponte e a praia por uma estrutura sobrelevada, de modo a minimizar a perturbação nos cordões dunares e salvaguardar a biodiversidade que estes sustentam e o papel que desempenham na proteção da erosão da costa e dos avanços do mar. No seguimento desta decisão foi proposto o levantamento do passadiço existente, que se encontrava construído diretamente sobre a duna primária e a sua substituição por uma ponte de construção e estrutura semelhante à existente no troço da ponte a manter. Dos 176,24 m a construir previa-se os últimos 67,5 m com uma inclinação máxima de 6%, que culmina com as escadas e rampa de acesso à praia. Este troço de cota mais elevada que atravessa a duna primária, deveria ter uma altura mínima de 0,80 m. Os restantes 108,74 m encontram-se inicialmente a uma altura de aproximadamente 1,25 m, que aumenta de forma a atingir a inclinação dos 6% com a aproximação da zona da duna (Laranja, Costa, & Silvestre, 2015).

Em termos estruturais, este projeto previa uma estrutura semelhante à existente no troço da ponte inicial, e deveria repetir-se em módulos de 5 m.

## 5.2 INSPEÇÃO E ENSAIOS

Foi efetuada uma inspeção visual detalhada da ponte, nomeadamente às suas dimensões, e patologias estruturais e biológicas. Quanto aos ensaios, não foi possível realizá-los.

## 5.2.1 PATOLOGIAS

### 5.2.1.1 Fendilhação

A fendilhação é a patologia mais generalizada que afeta os elementos estruturais de madeira da ponte, apresentando-se em diversas formas (ver Fig. 5.8, Fig. 5.9 e Fig. 5.10).

É um fenómeno natural que resulta da exposição das peças aos agentes atmosféricos e do envelhecimento da madeira.



Fig. 5.8 – Fendilhação longitudinal numa peça do corrimão

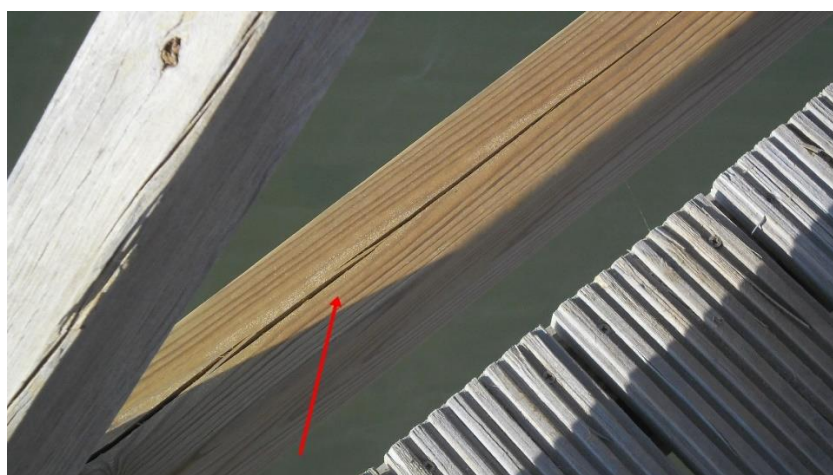


Fig. 5.9 – Fendilhação longitudinal numa peça do corrimão



Fig. 5.10 – Fendilhação transversal

#### 5.2.1.2 Perda de Material Lenhoso

Alguns elementos apresentam perda de material, devido ao natural envelhecimento da madeira e das deformações e deslocamentos impostos pelas condições de serviço da estrutura. Esta patologia localizada nas extremidades está, normalmente, associada a situações de fendilhação radial acentuada (ver Fig. 5.11).

Também a ação mecânica resultante da utilização corrente da ponte, como é o caso do embate de objetos nos elementos de proteção, provocam o desgaste e perda de material dos elementos.

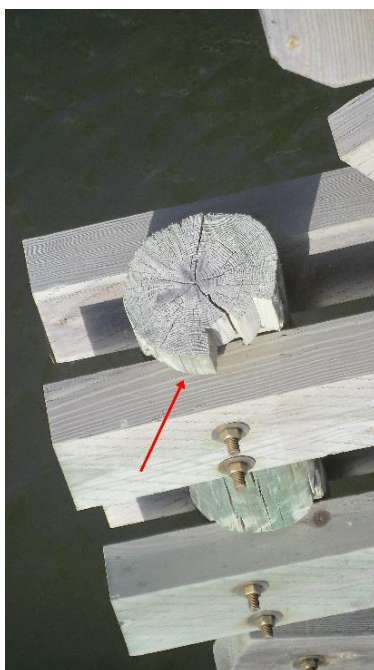


Fig. 5.11 – Perda de material e fendilhação radial no topo duma estaca

### 5.2.1.3 Desgaste das tábuas do pavimento

Em grande parte da ponte, as tábuas do pavimento apresentam um acentuado desgaste (ver Fig. 5.12), tendo perdido as estrias antiderrapantes, situação que aumenta o risco de escorregamento quando o piso se encontra molhado.



Fig. 5.12 – Desgaste das tábuas do pavimento

### 5.2.1.4 Ataque biológico

Apesar do tratamento que as peças receberam, estas estão periodicamente em contacto com a água salgada e algumas com o solo. Verifica-se nestes elementos a existência de fungos, incrustações e deposição de seres marinhos e outros agentes biológicos (ver Fig. 5.14).

Esta situação é particularmente gravosa na zona de ligação ao solo das estacas/pilares, uma vez que estão em permanente contacto com o solo (ver Fig. 5.13) e sofrem a ação periódica do contacto com a água salgada, pelo efeito das marés. Em alguns destes elementos já se notam sinais de apodrecimento da madeira.



Fig. 5.13 – Ataque de fungos nos pilares, na zona em contacto com o solo

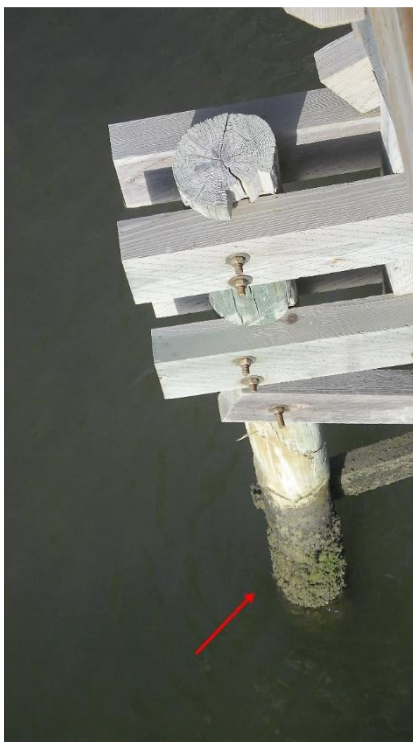


Fig. 5.14 – Deposição de xilofagos marinhos nas estacas

Também alguns dos elementos de contraventamento laterais da ponte sofrem este contacto periódico com a água salgada.

#### 5.2.1.5 Corrosão em elementos metálicos

As ligações com parafusos, cavilhas e outros acessórios metálicos apresentam, em alguns casos, sinais de corrosão (ver Fig. 5.15).



Fig. 5.15 – Corrosão da peça metálica que sustenta as vigas transversais (carlingas)

A situação mais gravosa desta patologia, e que se verifica de forma generalizada em todo o comprimento da ponte, é a corrosão dos elementos metálicos em “X” usados no contraventamento transversal das vigas longitudinais (longarinas) do tabuleiro. Alguns destes elementos já atingiram a rotura (ver Fig. 5.16 e 5.17).



Fig. 5.16 - Corrosão acentuada e generalizada dos elementos metálicos de contraventamento das longarinas



Fig. 5.17 - Corrosão acentuada dos elementos metálicos de contraventamento em pormenor das longarinas

### **5.3 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA**

#### **5.3.1 MODELAÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA**

##### **5.3.1.1 Classificação dos sistemas estruturais de acordo com o EC5 e o EC8**

Considerou-se o princípio de projeto como baixa capacidade de dissipação de energia e classe de ductilidade DCL, de acordo com a cláusula 8.3 do EC8-1.

### 5.3.1.2 Coeficientes de Comportamento

Adotou-se um coeficiente de comportamento de  $q=1,5$ , de acordo com a cláusula 8.3 do EC8-1, devido ao tipo de ligações e ao facto da capacidade de dissipação de energia ser baixa.

### 5.3.1.3 Amortecimento

Adotou-se para a estrutura de madeira um coeficiente de amortecimento de 1,5%, segundo o Eurocódigo 5 parte 2, cláusula 7.3.1(2).

## 5.3.2 FUNDAÇÕES

O solo é constituído predominantemente por uma mistura de sedimentos aluvionares, areias e uma camada superficial do tipo areno-argiloso. Em alguns locais o solo é constituído por misturas de lama e areias, portanto considerou-se o terreno tipo E, de acordo com o quadro 3.1 do EC8.

Segundo o tipo de solo consideraram-se as fundações como estacas, sendo aplicadas no modelo estrutural do programa SAP 2000, como apoio encastrado.

## 5.3.3 MATERIAIS

Para a modelação e análise considerou-se para a estrutura a madeira maciça de pinho bravo, material considerado no projeto inicial, de acordo com informação obtida, da classe C24, conforme a EN338. (Negrão & Faria, 2009)

Quadro 5.1 – Valores característicos da madeira da Classe de Resistência C24 de acordo com a EN 338

Propriedades de Resistência em MPa		
Flexão	$f_{m,k}$	24
Compressão paralela ao grão	$f_{c,0,k}$	21
Compressão perpendicular ao grão	$f_{c,90,k}$	2,5
Tração paralela ao grão	$f_{t,0,k}$	14
Tração perpendicular ao grão	$f_{t,90,k}$	0,5
Propriedades resistentes em GPa		
Média do valor do módulo de elasticidade paralelo ao grão	$E_{0,mean}$	11
5% do valor do módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	7,5
Valor médio do módulo de elasticidade perpendicular ao grão	$E_{90,mean}$	0,37
Valor médio do módulo de distorção	$G_{mean}$	0,69
Densidade em kg/m <sup>3</sup>		
Densidade	$\rho_k$	350

Valor médio da densidade

 $\rho_{mean}$ 

420

$$\text{Massa por unidade de volume} = \frac{420 \times 9,81}{1000} = 4,12 \text{ kN/m}^3$$

Segundo a alínea 2.3.2.2(1) do EC5-1-1, para a verificação aos Estados Limites de Utilização, nas vigas, considerou-se a classe de serviço 3, determinando assim o seu  $k_{def} = 2,0$ , de que resultou o módulo de elasticidade a utilizar no modelo:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} = \frac{11000}{1 + 2,0} = 3666,667 \text{ N/mm}^2$$

Para os pilares considerou-se a classe de serviço 3, resultando  $k_{def} = 2,0$  e o módulo de elasticidade:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} = \frac{11000}{1 + 2,0} = 3666,667 \text{ N/mm}^2$$

Para a verificação aos Estados Limites Últimos, nas vigas, de acordo com o EC5-1-1 da alínea 2.3.2.2(2), considerou-se a classe de serviço 3, determinando assim o seu  $k_{def} = 2,0$ , de que resultou o módulo de elasticidade a utilizar no modelo:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \Psi_2 \times k_{def})} = \frac{11000}{1 + 0 \times 2,0} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

Também para os pilares, apesar de a classe de serviço ser a 3 e o valor de  $k_{def} = 2,0$ , dado que  $\Psi_2=0$ , o valor do módulo de elasticidade será igual ao anterior:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \Psi_2 \times k_{def})} = \frac{11000}{1 + 0 \times 2,0} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

## 5.4 DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

### 5.4.1 CARGAS PERMANENTES

Para as restantes cargas permanentes, considerou-se um peso de  $5 \text{ kN/m}^3$ , multiplicando esse valor por  $0,025 \text{ m}$  (largura das tabuas da passadeira), obteve-se uma carga distribuída de  $0,124 \text{ kN/m}^2$ , ao longo da ponte.

### 5.4.2 SOBRECARGAS

Segundo o EC1-2:2003 (5.3.2.1), considerou-se uma sobrecarga distribuída de  $4,5 \text{ kN/m}^2$ , ao longo da ponte, sendo que:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{17,5 + 30} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Considerou-se ainda um veículo de 4 rodas com peso 300 kg e correspondente carga, obtendo-se assim um valor de 5kN. Definiu-se o veículo como tendo 2 m de comprimento e 1 de largura, com 4 pontos de transmissão de carga, com 1,25 kN cada. Foram aplicadas cada uma dessas cargas, com um posicionamento definido a 0,56 m e a 2,56 m desde a origem, por se tratar da situação mais desfavorável em termos de momento fletor.

#### 5.4.3 VENTO

Para o cálculo do vento considerou-se o tipo de terreno como categoria I (Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar) segundo Quadro NA – 4.1 do EC1-1-4, com direções de Este-Oeste e Oeste-Este. O cálculo desta ação encontra-se no anexo 8.1.

#### 5.4.4 AÇÃO SÍSMICA

Como a estrutura fica localizada no concelho de Loulé, segundo o Anexo Nacional NA.1 do EC8, para o sismo tipo 1 (ver Fig. 5.21), considerou-se a zona sísmica 1.2 com  $a_{gr}=2,0 \text{ m/s}^2$  e para o sismo tipo 2 (ver Fig. 5.22), considerou-se a zona sísmica 2.3 com  $a_{gr}=1,7 \text{ m/s}^2$ .

Segundo o EC8-2 § 2.1.4, considerou-se a classe de importância I para pontes, pois reúne as condições em que a ponte não é crítica nas comunicações e a adoção da probabilidade de referência de excedência, em 50 anos para o projeto de ação sísmica, ou da vida útil da ponte de 50 anos não é economicamente justificada.

Através dos dados nomeados anteriormente foi calculado um espectro de resposta a partir do programa EC8ESPEC, sendo este introduzido no programa SAP2000.

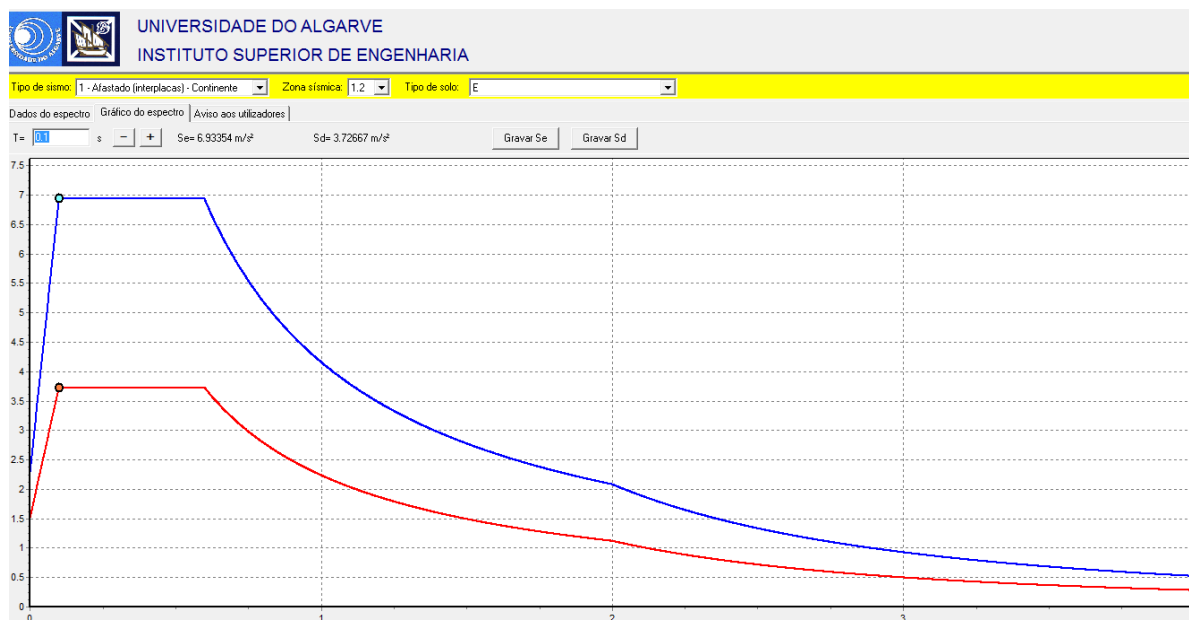


Fig. 5.18 – Espectro de resposta do sismo 1. (Estevão, 2015)

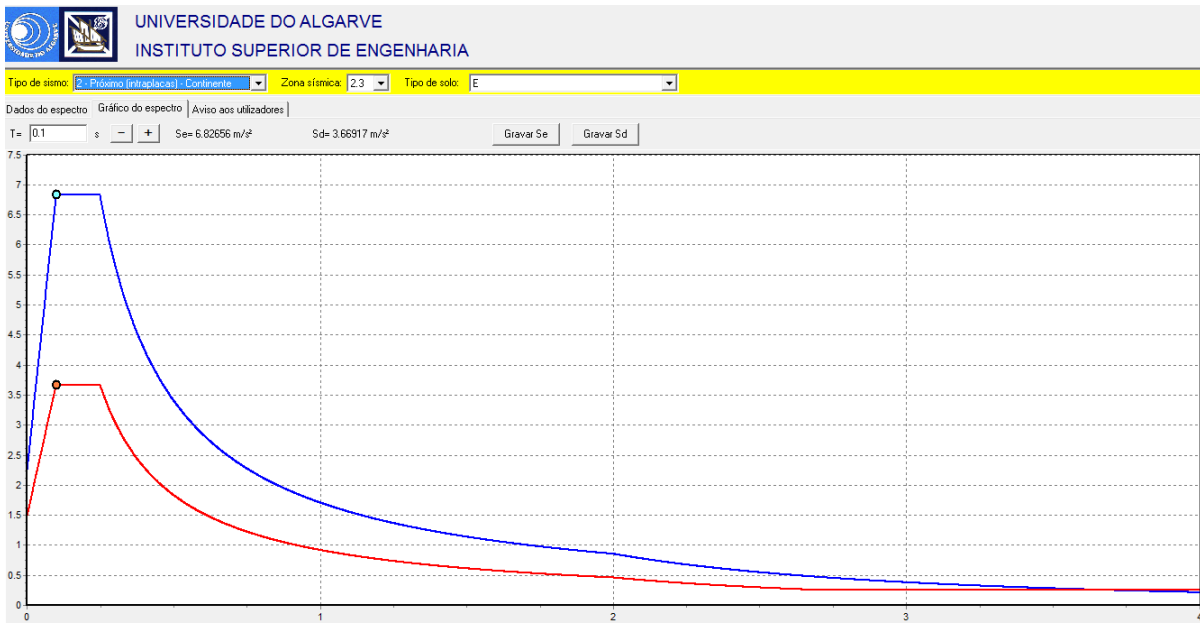


Fig. 5.19 – Espectro de resposta do sismo 2. (Estevão, 2015)

#### 5.4.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

##### Para estado limites de utilização

Considerou-se uma combinação quase permanente.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

Considerou-se uma combinação característica.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.2)$$

##### Para estados limites últimos

Considerou-se a combinação do conjunto A (EQU) para situações de projeto persistentes e transitórias.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.3)$$

Considerou-se a combinação do conjunto B (STR/GEO) para situações de projeto persistentes e transitórias.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.4)$$

Considerou-se a combinação do conjunto C (STR/GEO) para situações de projeto persistentes e transitórias.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj, sup} G_{kj, sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.5)$$

Considerou-se a situação de projeto sísmica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6)$$

Segundo a tabela A2.2 do Eurocódigo 0 – Anexo A2, consideraram-se os seguintes valores reduzidos:

Quadro 5.2 – Valores reduzidos.

	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga	0,4	0,4	0
Vento	0,3	0,2	0
Veiculo	0	0	0

Quadro 5.3 – Coeficientes relativos.

Combinação	$\gamma_{Gj}$	$\gamma_{Q1}$	$\gamma_{Qi}$
Equilíbrio	1,05	1,35	1,5
Persistente Conjunto B	1,35	1,35	1,5
Persistente Conjunto C	1,00	1,15	1,30

## 5.5 MODELOS ESTRUTURAIIS

Dada a existência de algumas dificuldades em relação à análise de estruturas de madeira, principalmente na modelação das ligações, optou-se por utilizar numa fase inicial dois modelos estruturais, sendo um mais simples, sem a consideração de excentricidades nas ligações, e outro considerando essas excentricidades. Efetuou-se uma comparação dos resultados dos dois modelos, para avaliar a influência da modelação das referidas excentricidades nos esforços instalados nos elementos estruturais.

O modelo com excentricidades, mais realista, foi depois utilizado nas verificações de segurança da estrutura.

É de referir que em ambos os modelos foram apenas considerados 3 módulos e meio da ponte. Foram também criados três modelos com diferentes alturas das colunas com o objetivo

de comparar dos valores para a verificação de segurança à encurvadura. Nos modelos 1, 2 e 3 foram consideradas alturas de 2,5 metros, 4 metros e 5,5 metros, respetivamente.

### 5.5.1 MODELO SIMPLES

No modelo simples as condições de apoio para as longarinas e carlingas são de simplesmente apoiadas, apresentando uma carlinga para cada ligação de pilar (ver Fig. 5.20). Para o contraventamento lateral e transversal, as suas vigas estão como bielas e nos pilares/estacas considerou-se a sua base como encastrada (ver Fig 5.21 e Fig. 5.22).

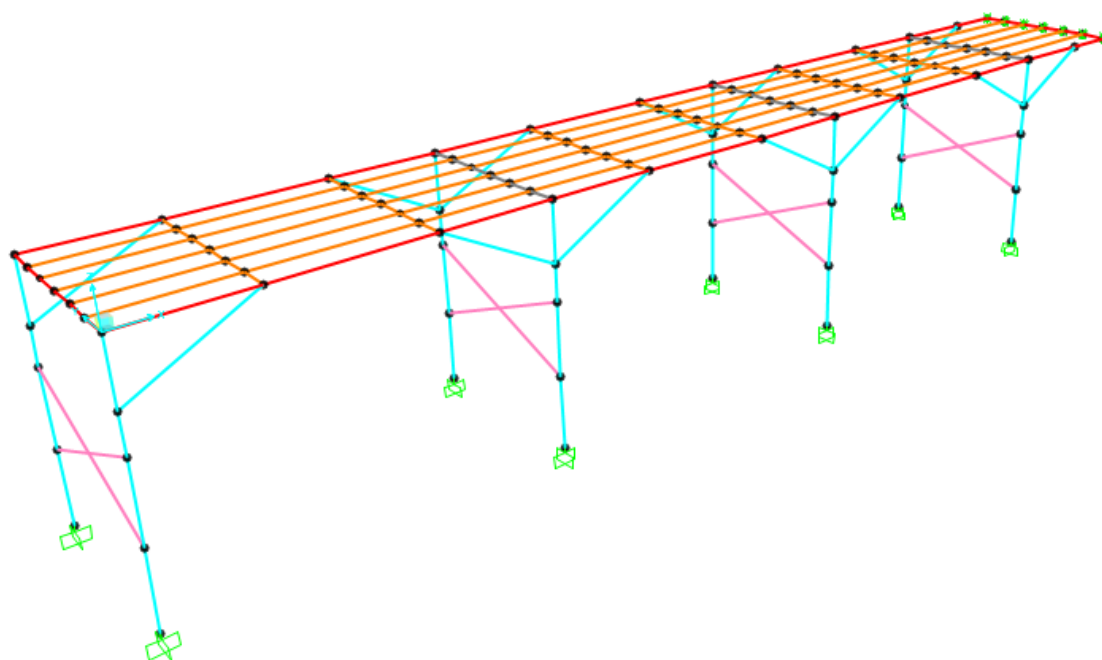


Fig. 5.20 – Modelo tridimensional simples

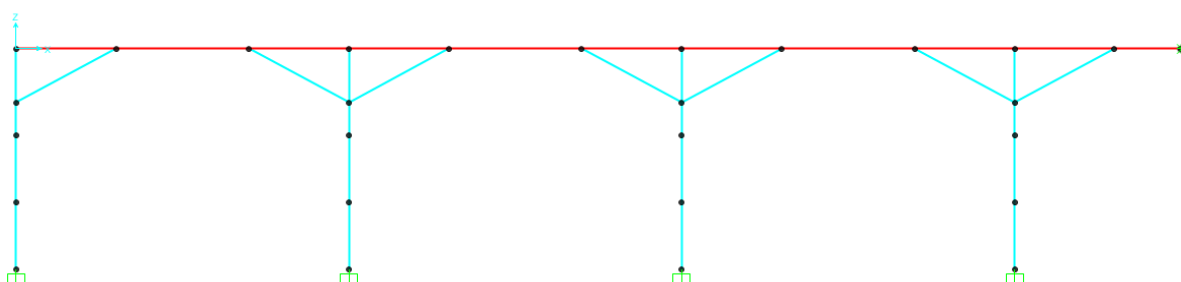


Fig. 5.21 – Modelo estrutural simples no plano longitudinal

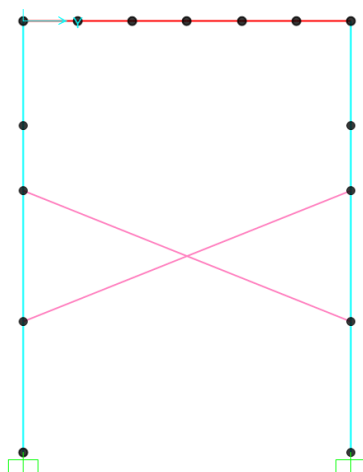


Fig. 5.22 – Modelo estrutural simples no plano transversal

### 5.5.2 MODELO COM EXCENTRICIDADE

Este modelo assemelha-se ao anterior, contudo apresenta uma excentricidade de 25 cm nos pilares (ver Fig. 5.23 e Fig. 5.26) e a existência de duas carlingas de modo a promover uma melhor distribuição das cargas (ver Fig. 5.24 e Fig. 5.25).

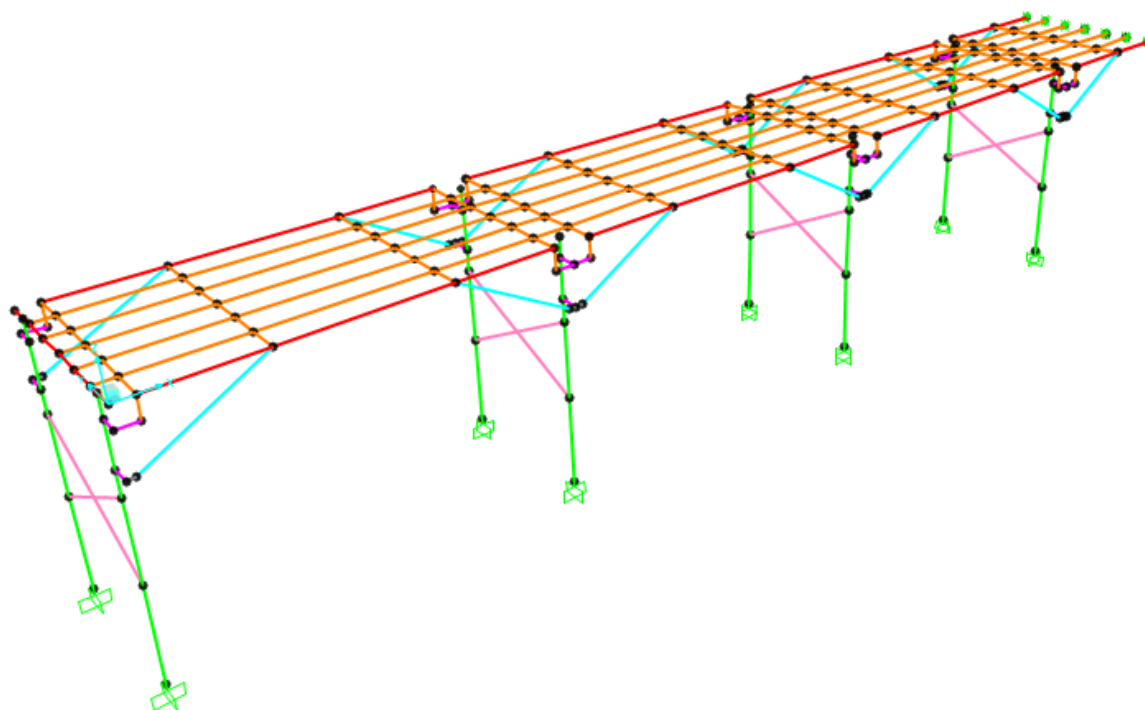


Fig. 5.23 – Modelo tridimensional da estrutura com excentricidade nos pilares

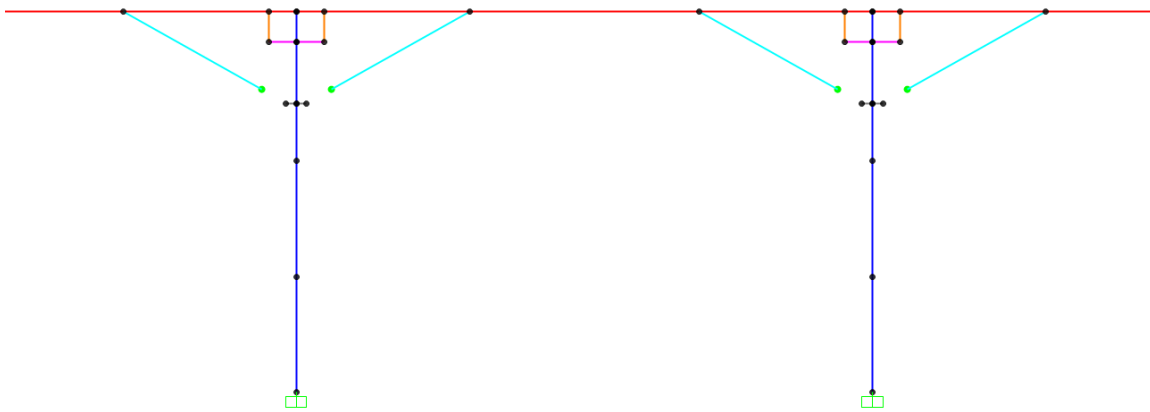


Fig. 5.24 – Modelo da estrutura no plano longitudinal

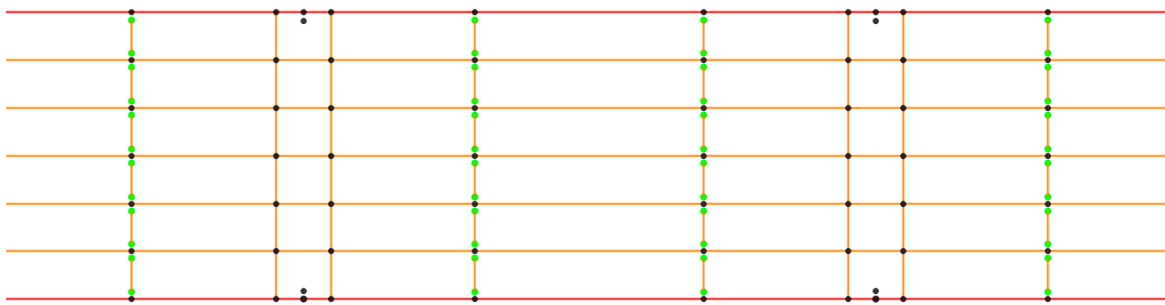


Fig. 5.25 – Modelo da estrutura no plano X-Y

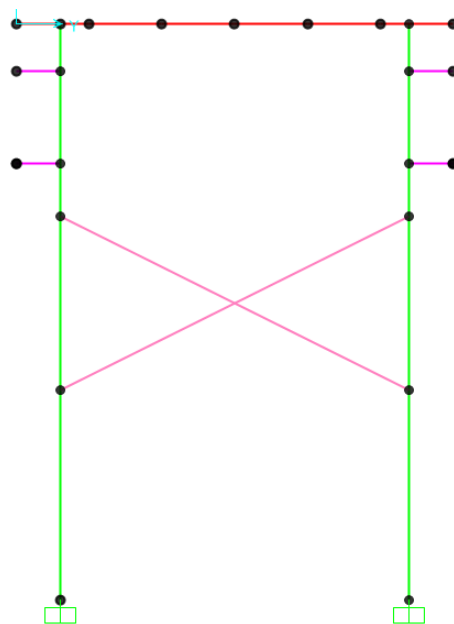


Fig. 5.26 – Modelo da estrutura no plano transversal

### 5.5.3 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS

Partindo dos resultados obtidos nos dois modelos, verifica-se que para a mesma combinação e para a mesma longarina, os valores que diferem são os momentos em torno de Z (ver Fig. 5.27). Isto acontece devido à existência de excentricidade no pilar e ao melhoramento da ligação. Quanto aos valores dos esforços transversos e momentos em torno de y, estes não diferem muito porque a excentricidade e aplicação de outra viga não alteram esses esforços (ver Quadro 5.4).

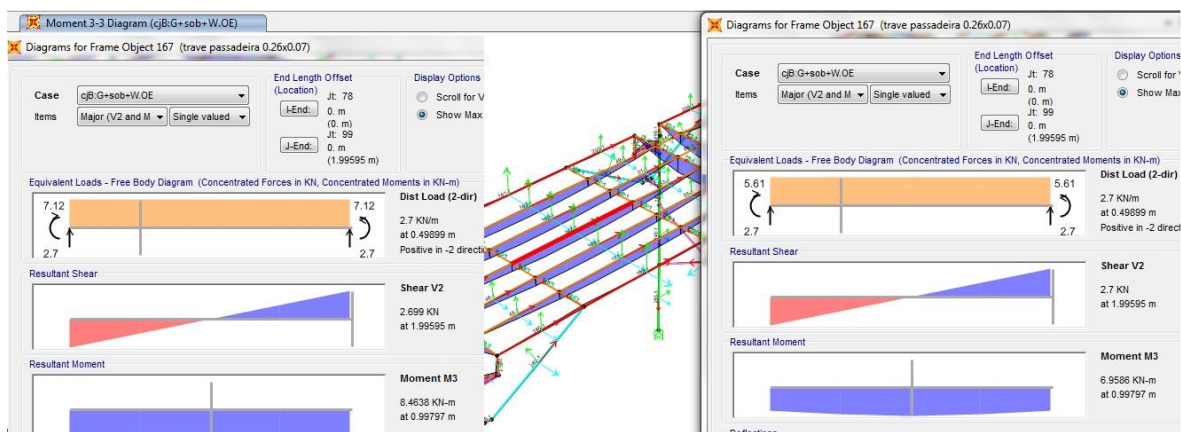


Fig. 5.27 – Valores dos Esforços na longarina (Viga 167)

Quadro 5.4 – Esforços resultantes das longarinas

	Combinação	V <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Combinação	M <sub>y</sub>
		kN	kNm		kNm
Modelo simples	cjB:g+sob+W.OE	-2.699	8.4638	cjB:g+WEO+sob	-0.3184
Modelo excentricidade		-2.699	6.9586		-0.3184

No caso das carlingas, para a mesma combinação, (ver Fig. 5.28) verifica-se que os valores são maiores no modelo simples do que no modelo com excentricidade (ver Quadro 5.5). Isto acontece porque ao dividir-se os esforços obtidos nas carlingas do modelo simples, repara-se que os valores obtidos no modelo com excentricidade são a metade desses valores. Assim pode-se dizer que ambos os valores são similares.

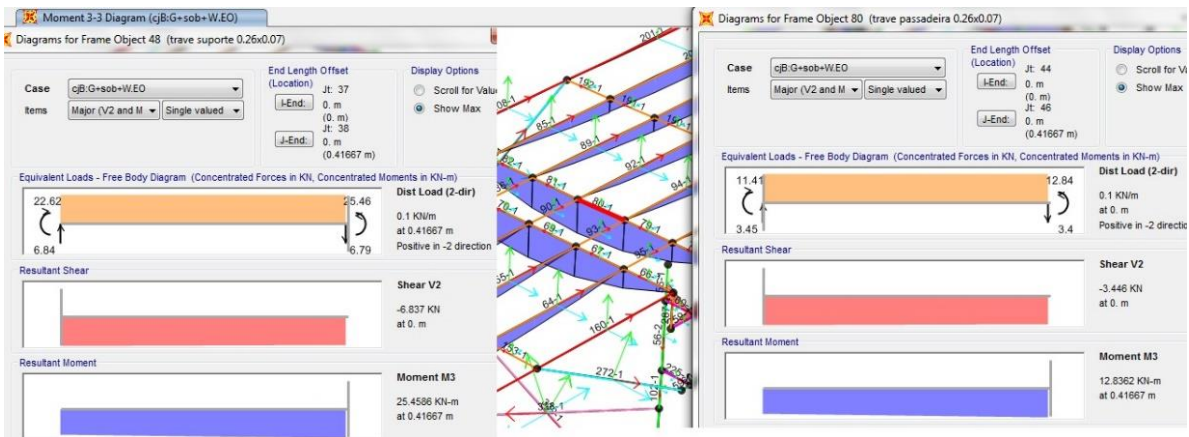


Fig. 5.28 – Esforços nas carlingas (Viga 48 e 80)

Quadro 5.5 – Esforços resultantes nas carlingas

Combinação		Vy kN	Mz kNm
Modelo simples	cjB:g+sob+WEO	-6.838	25.4587
Modelo excentricidade		-3.446	12.8362

Relativamente aos pilares, para a mesma combinação e para a mesma secção de pilar (ver Fig. 5.29), os valores referidos no quadro abaixo (ver Quadro 5.6), não diferem muito para os dois modelos, apesar que no modelo com excentricidade exista uma diferença de 1 kN em todos os esforços obtidos, comparativamente ao outro modelo.

Isto acontece devido à existência da ligação de bielas contraventadas com os pilares/estacas em ambos os modelos e à excentricidade que existe.

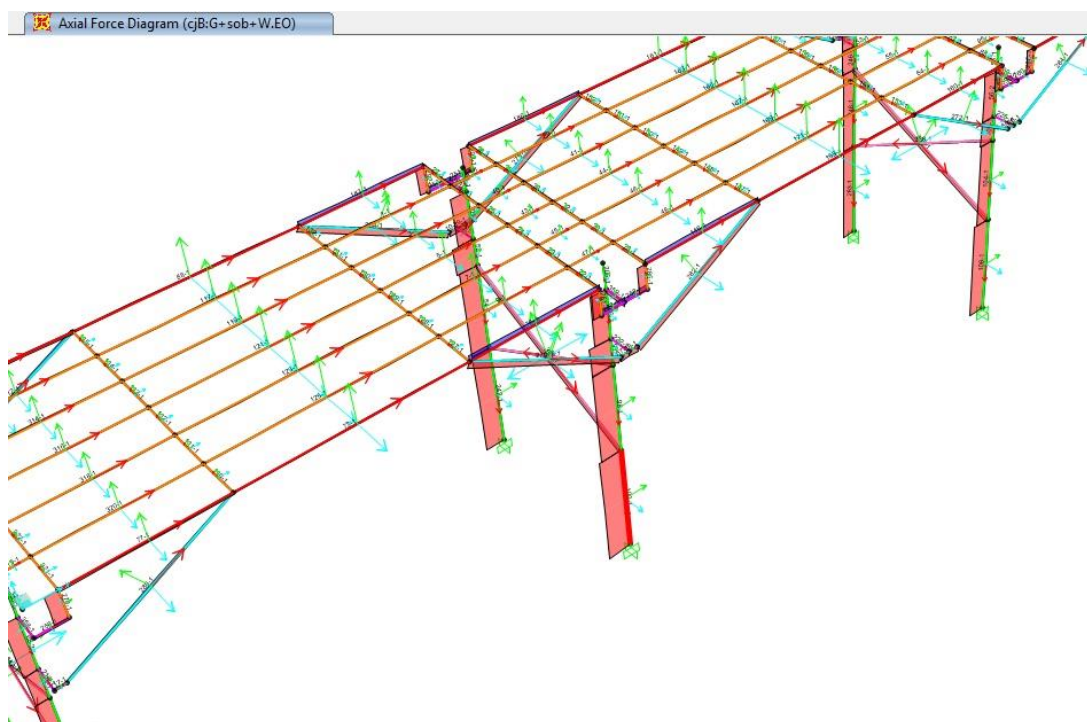


Fig. 5.29 – Identificação do pilar (pilar 100)

Quadro 5.6 – Esforços resultantes nos pilares

	Combinação	N kN	Vz kN	Combinação	My kNm
Modelo simples	cjB:g+sob+WEO	-49.803	-7.2920	cjB:g+WEO+sob	3.2515
Modelo excentricidade		-50.342	-6.4210		4.5534

## 5.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Neste subcapítulo, realizou-se a avaliação de segurança aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização.

Para a verificação da segurança, foi utilizado o modelo com excentricidade, visto que se trata de um modelo mais refinado, obtendo assim, conforme o exposto no subcapítulo 5.5.3, valores mais realistas.

Devido à ausência de dados quanto à profundidade do extrato competente do solo, foram criados três modelos com diferentes alturas e assim aferir os esforços e a segurança nos pilares. Nos modelos 1, 2 e 3 foram consideradas alturas de 2,5 metros, 4 metros e 5,5 metros, respetivamente.

É de referir que os cálculos da verificação aos Estados Limites Últimos quanto à flexão, corte e encurvadura, encontram-se no anexo 8.2.

## 5.6.1 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

### 5.6.1.1 Modelo 1

#### - Verificação da segurança à flexão – Longarinas

Para a verificação à flexão nas longarinas (ver Fig. 5.30), considerou-se a madeira maciça com classe de serviço 3 e ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00, respetivamente.



Fig. 5.30 - Longarinas

Optou-se pela verificação na longarina mais desfavorável (viga 207), com combinação  $cjB:g+sob+WEO$ .

Para secções retangulares segundo a alínea 6.1.6(2) do EC5-1-1 o valor de  $k_m = 0,7$ .

Então de acordo com as expressões (4.5) e (4.6) apresentadas no capítulo 4, obtiveram-se os seguintes resultados:

$$\frac{0,474}{12,923} + 0,7 \times \frac{8,824}{12,923} = 0,51 < 1$$
$$0,7 \times \frac{0,474}{12,923} + \frac{8,824}{12,923} = 0,708 < 1$$

Logo, verifica a verificação à flexão simples na longarina estudada.

#### - Verificação de segurança ao corte

No caso da verificação de segurança ao corte, considerou-se a verificação na longarina mais condicionante (viga 105), correspondendo à combinação  $cjB:g+sob+WEO$ .

Em que de acordo com a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado:

$$0,757 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança ao corte na viga 105.

### - Verificação da segurança à flexão – Carlingas

Para a verificação à flexão composta nas carlingas (Fig. 5.31), partindo da norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), considerou-se a madeira maciça com classe de serviço 3 e ação de curta duração, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  a utilizar no cálculo são de 0,70 e 2,00, respetivamente.



Fig. 5.31 - Carlingas

Consoante os valores obtidos no programa SAP 2000, optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 80), com a respetiva combinação cjB:g+sob+WEO.

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1) o valor a utilizar é:  $k_m = 0,7$

Então de acordo com as expressões (4.7) e (4.8) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{0,202}{7,538} + \frac{0,613}{12,923} + 0,7 \times \frac{16,276}{12,923} = 0,955 < 1$$
$$\frac{0,202}{7,538} + 0,7 \times \frac{0,613}{12,923} + \frac{16,276}{12,923} = 1,319 > 1$$

Logo, não verifica à flexão composta à tração.

### - Verificação de segurança ao corte

Relativamente à avaliação de segurança ao corte, considerou-se a verificação na viga mais desfavorável (viga 36), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Em que de acordo com a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado:

$$2,109 \geq 1,346$$

Portanto, não verifica a segurança ao corte na carlinga mais desfavorável.

### - Verificação de segurança à encurvadura

Nesta verificação à encurvadura utilizaram-se duas combinações diferentes, uma em que a variável base é a sobrecarga e outra em que a variável base é o vento, com a intenção de fazer uma comparação entre as ambas.

Para a avaliação de segurança à encurvadura nos pilares (Fig. 5.32), tanto para o plano X-Z como para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais desfavorável (pilar 100), com combinação cJB:g+sob+WEO, em que a variável base é a sobrecarga.



Fig. 5.32 - Pilar

O fato da secção de madeira do pilar se tratar de uma secção circular, o valor de  $k_m = 1,0$ .

Então de acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{3,957}{1,017 \times 11,307} + \frac{5,167}{12,923} + 1 \times \frac{0,267}{12,923} = 0,787 \leq 1$$

$$\frac{3,957}{0,961 \times 11,307} + 1 \times \frac{5,167}{12,923} + \frac{0,297}{12,923} = 0,767 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à encurvadura.

Para a verificação de segurança à encurvadura para outra combinação, tanto para o plano X-Z como para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 242), com combinação cJB:g+WOE+sob, em que a variável base é o vento.

Como a secção de madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m$  definido foi igual a 1.

Assim de acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{2,856}{1,017 \times 11,307} + \frac{7,963}{12,923} + 1 \times \frac{0,105}{12,923} = 0,887 \leq 1$$

$$\frac{2,856}{0,961 \times 11,307} + 1 \times \frac{7,963}{12,923} + \frac{0,105}{12,923} = 0,873 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à encurvadura da coluna.

#### **- Verificação de segurança ao corte**

Para a avaliação de segurança ao corte, deve ser verificada de acordo com expressão a expressão (4.11), apresentada no capítulo 4.

Considerou-se a verificação no pilar mais condicionante no plano X-Z (pilar 65), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Assim a condição:

$$0,226 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança do pilar ao corte.

Para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 91), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Em que:

$$0,586 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança ao corte do pilar no plano Y-Z.

#### 5.6.1.2 Modelo 2

#### **- Verificação de segurança à encurvadura**

Para a verificação de segurança à encurvadura, para o plano X-Z e para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais desfavorável (pilar 100), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Assim de acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{4,098}{0,95 \times 11,307} + \frac{6,417}{12,923} + 1 \times \frac{0,258}{12,923} = 0,939 \leq 1$$

$$\frac{4,098}{0,857 \times 11,307} + 1 \times \frac{6,417}{12,923} + \frac{0,257}{12,923} = 0,898 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à encurvadura.

Para o plano X-Z e para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cjB:g+WOE+sob.

Então de acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{3,178}{0,95 \times 11,307} + \frac{15,882}{12,923} + 1 \times \frac{0,822}{12,923} = 1,62 \geq 1$$
$$\frac{3,176}{0,857 \times 11,307} + 1 \times \frac{15,882}{12,923} + \frac{0,832}{12,923} = 1,589 \geq 1$$

Logo, não verifica a segurança à encurvadura

#### **- Verificação de segurança ao corte**

Para a verificação de segurança ao corte, deve ser verificada pela expressão (4.11) que está representada no capítulo 4.

Optou-se pela verificação no pilar mais condicionante do plano X-Z (pilar 68), com a respetiva combinação cjB:g+sob+WEO.

Assim:

$$0,231 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança ao corte no plano X-Z.

Considerou-se a verificação no pilar mais desfavorável do plano Y-Z (pilar 299), com combinação cjB:g+WEO+sob.

Em que:

$$0,806 \leq 1,346$$

Logo, verifica ao corte o pilar no plano Y-Z.

#### 5.6.1.3 Modelo 3

##### **- Verificação de segurança à encurvadura**

Para a verificação de segurança à encurvadura, para o plano X-Z e para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Então de acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{4,209}{0,838 \times 11,307} + \frac{7,904}{12,923} + 1 \times \frac{0,224}{12,923} = 1,18 \geq 1$$

$$\frac{4,209}{0,675 \times 11,307} + 1 \times \frac{7,904}{12,923} + \frac{0,224}{12,923} = 1,073 \geq 1$$

Logo, não verifica a segurança à encurvadura.

Para o plano X-Z e para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cjB:g+WOE+sob.

Então de acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{3,524}{0,838 \times 11,307} + \frac{23,519}{12,923} + 1 \times \frac{0,593}{12,923} = 2,327 \geq 1$$

$$\frac{3,524}{0,675 \times 11,307} + 1 \times \frac{23,519}{12,923} + \frac{0,593}{12,923} = 2,238 \geq 1$$

Logo, não verifica a segurança à encurvadura.

#### **- Verificação de segurança ao corte**

Para a verificação de segurança ao corte, deve ser verificada pela expressão (4.11) representada no capítulo 4.

Utilizou-se a combinação cjB:g+sob+WEO, cujo respetivo pilar (pilar 68) é o mais desfavorável no plano X-Z.

Em que:

$$0,248 \leq 1,346$$

Portanto, verifica a segurança ao corte.

No plano Y-Z (pilar 299), realizou-se a avaliação de segurança ao corte no pilar mais condicionante, com a combinação cjB:g+WEO+sob.

Em que:

$$1,027 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança ao corte do pilar no plano Y-Z.

#### 5.6.1.4 Verificação ao esmagamento em ligações

i) Verificação à compressão/esmagamento perpendicular ao grão (6.1.5) do EC5-A1 nos apoios das longarinas:

Primeiramente realizou-se o cálculo ao esmagamento das zonas das longarinas que estão apoiadas nas carlingas, visto que é uma zona onde existe alguma compressão e risco de esmagamento (ver Fig. 5.33).



Fig. 5.33 – Longarinas apoiadas nas carlingas

Para este cálculo foram utilizadas as seguintes dimensões:

$$a = 0,19 \text{ m} \quad h = 0,26 \text{ m} \quad l = 0,07 \text{ m} \quad l_1 = 4,48 \text{ m}$$

Para vigas continuamente apoiadas considerou-se a seguinte condição §6.1.5(4):

$$h \leq \frac{l_1}{2} \leftrightarrow 0,26 \leq \frac{4,48}{2} = 2,24 \quad \text{Verifica}$$

Considerando a madeira como classe de serviço 3 e ação de curta duração então de acordo com norma EN 14081-1 o valor de  $k_{mod}$  é de 0,7.

Para madeira maciça de resinosas optou-se pela utilização de,  $k_{c,90} = 1,25$

Para a verificação foi calculada a resistência à compressão perpendicular ao grão, onde o coeficiente de segurança do material para madeira maciça foi de:  $\gamma_m = 1,3$

Então o resultado da resistência à compressão perpendicular ao fio é:

$$f_{c,90,k} = 2,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 1,346 \frac{N}{mm^2}$$

Também é necessário calcular uma área efetiva de apoio, e para isso calculou-se o prolongamento do comprimento carregado real, para cada lado da zona carregada:

$$\Delta lint = \min\left(30 \text{ mm}, l, \frac{l_1}{2}, a\right) = 30 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = l + \Delta lint = 100 \text{ mm} \quad A_{ef} = l \times l_{ef} = 7 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad F_{c,90,d} = 6,164 \text{ kN}$$

Assim o valor da tensão é:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = 0,881 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Então de acordo com a expressão (4.3) obteve-se o seguinte resultado:

$$0,881 \leq 1,25 \times 1,346 = 1,683$$

Portanto verifica.

ii) Verificação à compressão/esmagamento perpendicular ao grão (6.1.5) EC5-A1 nos apoios das carlingas:

Foi realizada também a verificação ao esmagamento na zona onde as carlingas estão apoiadas nos cachorros, visto que também existe risco de esmagamento nessa zona (ver Fig. 5.34).



Fig. 5.34 – Carlingas apoiadas nos cachorros

Para esta verificação foram utilizadas as seguintes dimensões:

$$a = 0,565 \text{ m} \quad h = 0,26 \text{ m} \quad l = 0,07 \text{ m} \quad l_1 = 1,73 \text{ m}$$

Para apoios discretos considerou-se a seguinte condição §6.1.5(4):

$$h \leq \frac{l_1}{2} \leftrightarrow 0,26 \leq \frac{1,73}{2} = 0,865 \quad \text{Verifica}$$

Como se considerou a madeira com classe de serviço é 3 e ação de curta duração então o valor de  $k_{mod}$  é:

$$k_{mod} = 0,7$$

Para madeira maciça de resinosas definiu-se um,  $k_{c,90} = 1,5$ .

Para a verificação foi calculada a resistência à compressão perpendicular ao grão, onde o coeficiente de segurança do material para madeira maciça foi de:  $\gamma_m = 1,3$

Então o valor do cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio é:

$$f_{c,90,k} = 2,5 \frac{N}{mm^2}$$
$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 1,346 \frac{N}{mm^2}$$

Também é necessário calcular uma área efetiva de apoio, e para isso calculou-se o prolongamento do comprimento carregado real, para cada lado da zona carregada:

$$\Delta lint = \min \left( 30 \text{ mm}, l, \frac{l_1}{2}, a \right) = 30 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = l + \Delta lint = 100 \text{ mm} \quad A_{ef} = l \times l_{ef} = 7 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad F_{c,90,d} = 17,144 \text{ kN}$$

Portanto segundo a expressão (4.4) o valor da tensão é:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = 2,449 \frac{N}{mm^2}$$

Então de acordo com a expressão (4.3) obteve-se o seguinte resultado:

$$2,449 \geq 1,5 \times 1,346 = 2,019$$

Logo, existe risco de esmagamento.

#### 5.6.1.5 Verificação da ligação da barra de contraventamento, em “x”, e pilar

Efetou-se também uma verificação na ligação das barras contraventadas em X com o pilar (ver Fig. 5.35), visto que é uma das ligações que transmite maiores esforços. Para o cálculo considerou-se a utilização de parafusos de porca e cavilhas M12 e classe 8.8.



Fig. 5.35 – Ligação do pilar com barra de contraventamento

Neste caso para parafusos de porca e cavilhas o cálculo é realizado pelo funcionamento ao corte (§ 8.5.1.1 (1) do EC5-1-1)

Os valores utilizados foram:

$$f_{yb} = 640 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ub} = 800 \frac{N}{mm^2} \quad \rho_k = 350 \frac{kg}{m^3} \quad d = 12 \text{ mm}$$

$$t_1 = 70 \text{ mm} \quad t_2 = 180 \text{ mm}$$

Calculou-se o momento plástico do ligador (§8.5.1.1(1)):

$$M_{y,R,k} = 0,3 \times f_{ub} \times d^{2,6} \quad (5.7)$$

$$M_{y,R,k} = 0,3 \times 800 \times 12^{2,6} = 153490,8 \text{ N.mm}$$

#### - Resistência ao esmagamento localizado (§8.5.1.1 (2))

Devido à dependência do ângulo força-fio, para este tipo de ligações, então é necessário calcular a resistência ao esmagamento localizado.

Como o ângulo da força-fio é igual a 0° para a barra de contraventamento, então:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k \quad (5.8)$$

$$f_{h,1,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 12) \times 350 = 25,25 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{h,2,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \times \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (5.9)$$

Para madeiras resinosas o coeficiente,  $k_{90}$ :

$$k_{90} = 1,35 + 0,015d = 1,35 + 0,015 \times 12 = 1,53$$

Como o ângulo da força-fio é igual a 66° para o pilar, então:

$$f_{h,2,k} = \frac{25,25}{1,53 \times \sin^2 66 + \cos^2 66} = 16,50 \frac{N}{mm^2}$$

### - Modos de rotura

Como esta ligação tem apenas duas peças ligadas entre si, então considera o modo de rotura para corte simples segundo o Eurocódigo 5-1-1 (§8.2.2 (1)). De acordo com esta cláusula o valor da força resistente a utilizar nesta verificação é o menor valor.

#### i) Modos de rotura tipo 1:

O modo de rotura para o tipo 1 considera apenas o esmagamento da madeira sem plastificação do ligador.

- Modo de rotura tipo 1A

$$F_{V,Rk,1A1} = f_{h,1,k} \times t_1 \times d \quad (5.10)$$

$$F_{V,Rk,1A1} = 25,25 \times 70 \times 12 = 21210 \text{ N}$$

$$F_{V,Rk,1A2} = 16,50 \times 180 \times 12 = 35640 \text{ N}$$

- Modo de rotura tipo 1B

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{25,25}{16,50} = 1,53 \quad \alpha = \frac{t_2}{t_1} = \frac{180}{70} = 2,571$$

$$F_{V,Rk,1B} = \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{1 + \beta} \times \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \times (1 + \alpha + \alpha^2) + \beta^3 \alpha^2} - \beta(1 + \alpha) \right] \quad (5.11)$$

$$F_{V,Rk,1B} = \frac{25,25 \times 70 \times 12}{1 + 1,53} \times \left[ \sqrt{1,53 + 2 \times 1,53^2 \times (1 + 2,571 + 2,571^2) + 1,53^3 \times 2,571^2} - 1,53 \times (1 + 2,571) \right] = 71555,15 \text{ N}$$

#### ii) Modo de rotura tipo 2:

Para o modo de rotura de tipo 2, ocorre o esmagamento da madeira e também a formação de rótula plástica por plano de corte.

- Modo de rotura de tipo 2

$$F_{V,Rk,2A} = 1,05 \times \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{2 + \beta} \times \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (5.12)$$

$$F_{V,Rk,2A} = 1,05 \times \frac{25,25 \times 70 \times 12}{2 + 1,53} \times \left[ \sqrt{2 \times 1,53 \times (1 + 1,53) + \frac{4 \times 1,53(2 + 1,53)153490,8}{25,25 \times 70^2 \times 12}} - 1,53 \right] = 19922,03 \text{ N}$$

$$F_{V,Rk,2B} = 1,05 \times \frac{f_{h,1,k} \times t_2 \times d}{1+2\beta} \times \left[ \sqrt{2\beta^2 \times (1 + \beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_2^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (5.13)$$

$$F_{V,Rk,2B} = 1,05 \times \frac{25,25 \times 180 \times 12}{1 + 2 \times 1,53} \times \left[ \sqrt{2 \times 1,53^2 \times (1 + 1,53) + \frac{4 \times 1,53(1 + 2 \times 1,53)153490,8}{25,25 \times 180^2 \times 12}} - 1,53 \right] = 50849,5 \text{ N}$$

### iii) Modo de rotura tipo 3:

Para este tipo de modo de rotura, são formadas duas rótulas plásticas por plano de corte.

- Modo de rotura tipo 3

$$F_{V,Rk,3} = 1,15 \times \sqrt{2M_{y,Rk} \times f_{h,1,k} \times d \times \frac{2\beta}{1+\beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \quad (5.14)$$

$$F_{V,Rk,3} = 1,15 \times \sqrt{2 \times 153490,8 \times 25,25 \times 12 \times \frac{2 \times 1,53}{1 + 1,53}} = 78036,8 \text{ N}$$

Quadro 5.7 – Valores de  $F_{V,Rk}$

Modos de Rotura	Valores N
Tipo 1A	21210
	35640
Tipo 1B	71555,15
Tipo 2	19922,03
	50849,5
Tipo 3	78036,8

De acordo com os cálculos obtidos anteriormente, o valor do modo de rotura mais condicionante é o 2A, com  $F_{V,Rk}=19,922$  kN.

Assim o valor de cálculo da resistência é:

$$F_{V,Rd} = k_{mod} \times \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,7 \times \frac{19,922}{1,3} = 10,727 \text{ kN}$$

Os valores obtidos para o esforço axial na biela (ver Quadro 5.8), tanto para a combinação em que o vento é a variável base como para a combinação em que a sobrecarga é variável

base, são superiores ao valor da resistência 10,727 kN. Assim, a ligação não verifica as exigências regulamentares.

Quadro 5.8 – Valores do esforço axial

Modelo	Combinação	Esforço axial Biela kN
Modelo 1	cjB:g+sob+WOE	-12.272
	cjB:g+WOE+sob	-20.494
Modelo 2	cjB:g+sob+WEO	-11.824
	cjB:g+WOE+sob	-24.333
Modelo 3	cjB:g+sob+WEO	-12.368
	cjB:g+WOE+sob	-28.759

## 5.6.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

### 5.6.2.1 Verificação da segurança da deformação das longarinas.

Considerou-se a verificação nas vigas mais desfavoráveis que estão assinaladas na figura 5.36.

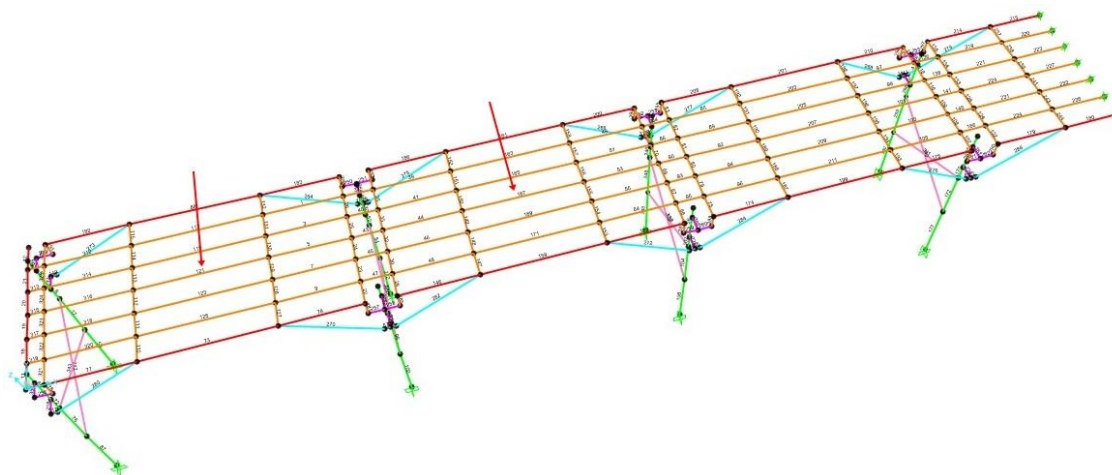


Fig. 5.36 - Longarinas estudadas

De acordo com o EC5-2, da tabela 7.1 da secção 7.2:

Ações	$u_{fin}$
Baixo tráfego e passagem de pessoas	$l/200$

$$u_{fin} = \frac{l}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

**Flecha instantânea - ações permanentes G (Viga 167)**

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 1,195 \times (1 + 2,00) = 3,585 \text{ mm}$$

**Flecha instantânea – ações da sobrecarga Q1 (Viga 167)**

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} \times (1 + \Psi_{2,1} \times k_{def}) = 14,991 \times (1 + 0 \times 2,00) = 14,991 \text{ mm}$$

**Flecha instantânea – ações do veículo Q2 (Viga 167)**

$$u_{fin,Q,2} = u_{inst,Q,2} \times (1 + \Psi_{2,1} \times k_{def}) = 0,00705 \times (1 + 0 \times 2,00) = 0,00705 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} = 3,585 + 14,991 = 18,576 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,2} = 3,585 + 0,00705 = 3,592 \text{ mm}$$

$$18,576 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

Verifica à deformação.

**Flecha instantânea - ações permanentes G (Viga 121)**

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \times (1 + k_{def}) = 1,048 \times (1 + 2,00) = 3,144 \text{ mm}$$

**Flecha instantânea – ações da sobrecarga Q1 (Viga 121)**

$$u_{fi,Q,1} = u_{inst,Q,1} \times (1 + \Psi_{2,1} \times k_{def}) = 13,082 \times (1 + 0 \times 2,00) = 13,082 \text{ mm}$$

**Flecha instantânea – ações do veículo Q2 (Viga 121)**

$$u_{fin,Q,2} = u_{inst,Q,2} \times (1 + \Psi_{2,1} \times k_{def}) = 2,686 \times (1 + 0 \times 2,00) = 2,686 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} = 3,144 + 13,082 = 16,226 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,2} = 3,144 + 2,686 = 5,83 \text{ mm}$$

$$16,226 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

Verifica à deformação.

### 5.6.2.2 Verificação de segurança à vibração

Após a análise do modelo obteve-se os seguintes valores da frequência e do período, representados nos quadros 5.9, 5.10 e 5.11:

Quadro 5.9 – Valores da frequência e do período da estrutura - modelo 1

Modos	Direção do modo	Períodos Segundos	Frequências Hz
1	Horizontal	0.154414	6.476090478
2	Horizontal	0.141502	7.067037318
3	Horizontal	0.120755	8.281221808
4	Horizontal	0.099488	10.05143127
5	Horizontal	0.083183	12.02171445
6	Horizontal	0.069281	14.4340088
7	Horizontal	0.06056	16.51242976
8	Vertical	0.05781	17.29812504
9	Vertical	0.056187	17.79770723
10	Vertical	0.05308	18.83931816
11	Vertical	0.048176	20.7572592
12	Vertical	0.046875	21.33355946

Quadro 5.10 - Valores da frequência e do período da estrutura - modelo 2

Modos	Direção do modo	Períodos Segundos	Frequências Hz
1	Horizontal	0.248745	4.02017822
2	Horizontal	0.221133	4.52216173
3	Horizontal	0.181529	5.50876231
4	Horizontal	0.150664	6.63730417
5	Horizontal	0.106061	9.42855329
6	Horizontal	0.090136	11.0943698
7	Horizontal	0.075722	13.2062831
8	Vertical	0.061806	16.1796877
9	Horizontal	0.060642	16.490204

10	Vertical	0.056791	17.6084552
11	Horizontal	0.056669	17.6464005
12	Vertical	0.054928	18.2057014

Quadro 5.11 - Valores da frequência e do período da estrutura - modelo 3

Modos	Direção do modo	Períodos Segundos	Frequências Hz
1	Horizontal	0.422695	2.36576952
2	Horizontal	0.349818	2.85862606
3	Horizontal	0.268645	3.72238071
4	Horizontal	0.217944	4.58832630
5	Horizontal	0.116660	8.5718904
6	Horizontal	0.101218	9.87970601
7	Horizontal	0.085881	11.6439608
8	Vertical	0.068687	14.5588845
9	Horizontal	0.068660	14.5645050
10	Vertical	0.06587	15.1813326
11	Horizontal	0.064222	15.5709736
12	Horizontal	0.061632	16.2253475

Para verificar a segurança de vibração da estrutura, foram utilizados dois métodos, um segundo o EC5 e outro de acordo com o EC0-Anexo 2.

Para a avaliação de segurança de vibração para pavimentos, de acordo com o EC5-1-1 clausula 7.3.3, se a frequência for inferior a 8 Hz então deve ser feito um estudo mais rigoroso. Este é um método simplificado proposto pelo EC5 que tem como finalidade, evitar o cálculo dinâmico real.

$$L = 5 \text{ m} \quad h = 0,26 \text{ m} \quad b = 0,07 \text{ m} \quad E = 1,1 \times 10^{10} \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}} \quad m = 15,6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$I = \frac{0,07 \times 0,26^3}{12} = 1,025 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

De acordo com a expressão (4.28) obteve-se o seguinte resultado:

$$f_1 = \left( \frac{\pi}{2 \times 5^2} \right) \times \sqrt{\frac{1,1 \times 10^{10} \times 1,025 \times 10^{-4}}{15,6}} = 16,89 \text{ Hz}$$

Assim como a frequência obtida é superior a 8Hz, não é necessário realizar uma nova verificação.

Em comparação com valores obtidos pelo programa SAP 2000, que estão representados nos quadros 5.9, 5.10 e 5.11, com o resultado obtido pela expressão (4.28), é de reparar que os valores são muito semelhantes na direção do modo horizontal, registando a veracidade do cálculo da expressão (4.28).

Através da análise da verificação à vibração segundo o EC0-Anexo 2 (§A2.4.3.2 (2)):

Se a frequência fundamental  $f_0$  exceder os valores de 5Hz para vibrações verticais e 2,5 Hz para vibrações horizontais, não é necessária nova verificação. Sendo assim, de acordo com os valores dos quadros 5.9 e 5.10, o critério mencionado anteriormente é verificado. No quadro 5.11 apenas não cumpre o primeiro modo para as vibrações horizontais, embora por uma diferença mínima.

## **5.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Após a análise dos resultados obtidos é de reparar que a verificação da resistência à flexão e ao corte para as longarinas está de acordo com o EC5. Contudo para as carlingas as verificações mencionadas anteriormente não cumprem as exigências do EC5. Este resultado deve-se ao fato das carlingas suportarem não só as sobrecargas como também as longarinas.

Para a avaliação de segurança nos pilares, a encurvadura é verificada apenas para o modelo 1, visto que a altura dos pilares são menores. É de salientar que nas combinações onde a variável base é o vento, os resultados obtidos são maiores, dado que a força do vento influencia bastante o comportamento dos pilares à encurvadura, embora exista contraventamento. No caso da avaliação de segurança ao corte para os três modelos, como ambos obtiveram valores de tensão de cálculo inferiores aos valores de tensão de resistência, a verificação ao corte é cumprida.

No caso da verificação ao esmagamento nas vigas, apenas nas longarinas apoiadas nas carlingas, a condição da expressão (4.3) é verificada. Relativamente às carlingas apoiadas nos cachorros isto não acontece, uma vez que o cachorro está a suportar não só a carlinga mas também parte das longarinas e sobrecargas.

É de referir ainda que apesar da existência da chapa metálica na ligação cachorro-carlinga, esta não foi contabilizada para o cálculo da resistência ao esmagamento nas carlingas apoiadas nos cachorros e ao corte destas, pois não se sabe quantificar a influência dessa chapa, assim sendo, o cálculo da resistência será maior.

Para a avaliação de segurança na ligação pilar com biela (contraventamento), foram calculados os vários modos de rotura, sendo que o modo de rotura mais condicionante foi 2A, com um valor de cálculo da resistência de 10,727 kN, concluindo assim que para os valores obtidos para as combinações  $cjB:g+sob+WOE$  e  $cjB:g+WOE+sob$ , a segurança não é verificada.

Quanto à avaliação aos Estados Limites de Utilização, para a verificação à deformação das longarinas, a condição do quadro 4.3 é cumprida, pois a deformação obtida é inferior a  $L/200$ .

Em relação à verificação à vibração, de acordo com o EC0-Anexo 2 (§A2.4.3.2 (2)), se a frequência fundamental  $f_0$  exceder os valores de 5Hz para vibrações verticais e 2,5 Hz para

vibrações horizontais, não é necessário nova verificação, o que acontece para os valores obtidos para os modelos 1 e 2. Relativamente ao modelo 3, apenas não se verifica o primeiro modo para as vibrações horizontais, embora por uma diferença pequena. Quanto à avaliação de segurança da vibração para pavimentos, esta é cumprida.

## 5.8 SOLUÇÕES DE INTERVENÇÃO

Após a análise dos resultados obtidos nos modelos anteriores, concluiu-se que a estrutura não verifica a segurança aos Estados Limites de Utilização na verificação da vibração e aos Estados Limite Últimos e portanto concebeu-se um novo modelo, com um outro tipo de madeira mais resistente. Considerou-se para as longarinas e para as carlingas a madeira lamelada colada homogénea de classe GL24h, de acordo com a EN 1194:2003 (Quadro 5.12). Para os pilares decidiu-se manter a madeira maciça de classe C24. Contudo, de modo a criar uma solução viável e que verificasse a avaliação de segurança global da estrutura, aumentou-se a espessura das carlingas para 0,12 m e o diâmetro dos pilares para 25 cm, visto que estes não verificavam a segurança na estrutura pré-existente. Dada a localização da estrutura em meio marítimo, a estrutura não podia ser analisada totalmente em madeira lamelada colada, nomeadamente nos pilares/estacas.

Quadro 5.12 – Valores característicos da madeira da Classe de Resistência GL24h de acordo com a EN 1194:2003

Propriedades de Resistência em MPa		
Flexão	$f_{m,g,k}$	24
Compressão paralela ao grão	$f_{c,0,g,k}$	24
Compressão perpendicular ao grão	$f_{c,90,g,k}$	2,7
Tração paralela ao grão	$f_{t,0,g,k}$	16,5
Tração perpendicular ao grão	$f_{t,90,g,k}$	0,4
Corte	$f_{v,g,k}$	2,7
Propriedades resistentes em GPa		
Média do valor do módulo de elasticidade paralelo ao grão	$E_{0,g,mean}$	11,6
5% do valor do módulo de elasticidade	$E_{0,g,k}$	9,4
Valor médio do módulo de elasticidade perpendicular ao grão	$E_{90,g,mean}$	0,39
Valor médio do módulo de distorção	$G_{g,mean}$	0,72
Densidade em kg/m <sup>3</sup>		
Massa Volúmica	$\rho_{g,k}$	380

$$Massa \text{ por unidade de volume} = \frac{380 \times 9,81}{1000} = 3,73 \text{ kN/m}^3$$

Segundo o EC5-1-1 das cláusulas 2.3.2.2(1) e 2.3.2.2(2), foi criado um modelo para os Estados Limites de Utilização e outro para os Estados Limites Últimos, com um determinado módulo de elasticidade. Para a determinação do módulo de elasticidade a utilizar em cada modelo, considerou-se a madeira como classe de serviço 3, determinando assim o seu  $k_{def} = 2,0$ . Então para os Estados Limites de Utilização o seu módulo de elasticidade é:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} = \frac{11600}{1 + 2,0} = 3866,6667 \text{ N/mm}^2$$

Para os Estados Limites Últimos, com um  $\Psi_2 = 0$ , o seu módulo de elasticidade é:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \Psi_2 \times k_{def})} = \frac{11600}{1 + 0 \times 2,0} = 11600 \text{ N/mm}^2$$

## 5.9 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Como foi referido anteriormente para a madeira maciça, também foram criados três modelos. Foram realizados os cálculos da avaliação de segurança da estrutura intervencionada, somente nas verificações de segurança em que não foram cumpridas na estrutura pré-existente.

Neste subcapítulo apenas são apresentados os resultados obtidos da avaliação de segurança da estrutura intervencionada.

### 5.9.1 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

#### 5.9.1.1 Modelo 1

##### - Verificação da segurança à flexão - Carlingas

Para a verificação à flexão, considerou-se a madeira lamelada colada de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 80), com combinação cjB:g+sob+WOE.

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

Então de acordo com as expressões (4.7) e (4.8) obteve-se o seguinte resultado:

$$\frac{0,131}{9,24} + \frac{0,262}{13,44} + 0,7 \times \frac{9,522}{13,44} = 0,529 < 1$$

$$\frac{0,131}{9,24} + 0,7 \times \frac{0,262}{13,44} + \frac{9,522}{13,44} = 0,736 < 1$$

Logo, verifica a segurança à flexão composta à tração da viga mais desfavorável.

### - Verificação de segurança ao corte

Para a verificação de segurança ao corte, considerou-se a verificação na viga mais condicionante (viga 107), com combinação cjB:g+sob+WOE.

Então segundo a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado:

$$1,236 \leq 1,512$$

Logo, verifica a resistência ao corte da viga mais condicionante.

Como o cálculo é repetitivo para os restantes modelos, de seguida são apenas apresentados os resultados para cada um deles (ver Quadro 5.13).

Quadro 5.13 – Resultados dos restantes modelos

Modelo	Combinação	Elemento	Resistência à encurvadura
2	cjB:g+sob+WEO	Pilares	Verifica
	cjB:g+WOE+sob		Verifica
3	cjB:g+sob+WEO	Pilares	Verifica
	cjB:g+WOE+sob		Verifica

#### 5.9.1.2 Verificação ao esmagamento em ligações

i) Verificação à compressão/esmagamento perpendicular ao grão (6.1.5) EC5-A1:

Foi realizada também a verificação ao esmagamento na zona onde as carlingas estão apoiadas nos cachorros, visto que também existe risco de esmagamento nessa zona (ver Fig. 5.38).



Fig. 5.37 – Carlingas apoiadas nos cachorros

Neste cálculo foram utilizadas as seguintes dimensões:

$$a = 0,565 \text{ m} \quad h = 0,26 \text{ m} \quad l = 0,07 \text{ m} \quad l_1 = 1,73 \text{ m}$$

Para apoios discretos utilizou-se a seguinte condição §6.1.5(4)

$$h \leq \frac{l_1}{2} \leftrightarrow 0,26 \leq \frac{1,73}{2} = 0,865 \quad \text{Verifica}$$

Como se considerou a madeira como classe de serviço é 3 e ação de curta duração então o valor de  $k_{mod}$  é:  $k_{mod} = 0,7$

Para madeira lamelada colada o coeficiente a utilizar é  $k_{c,90} = 1,75$ .

Para a verificação foi calculada a resistência à compressão perpendicular ao grão, onde o coeficiente de segurança do material para madeira maciça foi de:  $\gamma_m = 1,25$

Assim o resultado da resistência à compressão perpendicular ao fio é:

$$f_{c,90,k} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 1,512 \frac{N}{mm^2}$$

Também é necessário calcular uma área efetiva de apoio, e para isso calculou-se o prolongamento do comprimento carregado real, para cada lado da zona carregada:

$$\Delta lint = \min\left(30 \text{ mm}, l, \frac{l_1}{2}, a\right) = 30 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = l + \Delta lint = 100 \text{ mm} \quad A_{ef} = l \times l_{ef} = 7 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad F_{c,90,d} = 17,228 \text{ kN}$$

Então o valor da tensão é:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = 2,461 \frac{N}{mm^2}$$

Assim de acordo com a expressão (4.3) obteve-se o seguinte resultado:

$$2,461 \leq 1,75 \times 1,512 = 2,646$$

Logo, não existe risco de esmagamento na ligação carlinga-cachorro.

### 5.9.1.3 Verificação da ligação da viga em x e pilar

Efetou-se também uma verificação na ligação das vigas contraventadas em X com o pilar (ver Fig.5.39), visto que é uma das ligações mais condicionantes a esforços. Para o cálculo considerou-se a utilização de dois parafusos de porcas e cavilhas de calibre M30 e classe resistente de 8.8.



Fig. 5.38 – Ligação do pilar com viga contraventada

Neste caso para parafusos de porca e cavilhas o cálculo é realizado pelo funcionamento ao corte (§ 8.5.1.1 (1) EC5-1-1)

$$f_{yb} = 640 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ub} = 800 \frac{N}{mm^2} \quad d = 30 \text{ mm} \quad t_1 = 70 \text{ mm} \quad t_2 = 250 \text{ mm}$$

Para madeira lamelada colada utiliza-se  $\rho_k = 380 \frac{kg}{m^3}$  e para madeira maciça  $\rho_k = 350 \frac{kg}{m^3}$ .

Calculou-se o momento plástico do ligador (§8.5.1.1(1)) e de acordo com a expressão (5.7) obteve-se o seguinte resultado:

$$M_{y,R,k} = 0,3 \times 800 \times 30^{2,6} = 1662365,45 \text{ N.m}$$

#### - Resistência ao esmagamento localizado (§8.5.1.1 (2)):

Devido à dependência do ângulo força-fio, para este tipo de ligações, então é necessário calcular a resistência ao esmagamento localizado.

Como o ângulo da força-fio é igual a  $0^\circ$  para a viga, então através da expressão (5.8) obteve-se o seguinte resultado:

$$f_{h,0,k} = f_{h,1,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 30) \times 380 = 21,812 \frac{N}{mm^2}$$

Para madeiras maciças resinosas o,  $k_{90}$ :

$$k_{90} = 1,35 + 0,015d = 1,35 + 0,015 \times 30 = 1,58$$

Como o ângulo da força-fio é igual a  $66^\circ$  para o pilar, então:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times 30) \times 350 = 20,09 \frac{N}{mm^2}$$

Assim pela expressão (5.9) obteve-se o respetivo resultado:

$$f_{h,2,k} = \frac{20,09}{1,53 \times \sin^2 66 + \cos^2 66} = 13,928 \frac{N}{mm^2}$$

## - Modos de rotura

Como esta ligação tem apenas duas peças ligadas entre si, então considera-se o modo de rotura para corte simples segundo o Eurocódigo 5-1-1 (§8.2.2 (1)). De acordo com esta cláusula o valor da força resistente a utilizar nesta verificação é o menor valor.

### i) Modos de rotura tipo 1:

O modo de rotura para o tipo 1 ocorre apenas esmagamento da madeira sem plastificação do ligador.

- Modo de rotura tipo 1A

Para este modo de rotura na utilização da expressão (5.10) obtiveram-se os seguintes resultados:

$$F_{V,Rk,1A1} = 21,812 \times 70 \times 30 = 45805,2 \text{ N}$$

$$F_{V,Rk,1A2} = 13,928 \times 250 \times 30 = 104460 \text{ N}$$

- Modo de rotura tipo 1B

$$\beta = \frac{f_{h,1,k}}{f_{h,2,k}} = \frac{21,812}{13,928} = 1,57 \quad \alpha = \frac{t_2}{t_1} = \frac{250}{70} = 3,57$$

Para o seguinte modo de rotura através da expressão (5.11) obtiveram-se o seguinte resultado:

$$F_{V,Rk,1B} = \frac{21,812 \times 70 \times 30}{1 + 1,57} \times \left[ \sqrt{1,57 + 2 \times 1,57^2 \times (1 + 3,57 + 3,57^2) + 1,57^3 \times 3,57^2} - 1,57 \times (1 + 3,57) \right] = 80150,16 \text{ N}$$

### ii) Modo de rotura tipo 2:

Para o modo de rotura de tipo 2, ocorre o esmagamento da madeira e também a formação de rótula plástica por plano de corte.

- Modo de rotura de tipo 2

De acordo com as expressões (5.12) e (5.13) obtiveram-se os seguintes resultados para o modo de rotura tipo 2:

$$F_{V,Rk,2A} = 1,05 \times \frac{21,812 \times 70 \times 30}{2 + 1,57} \times \left[ \sqrt{2 \times 1,57 \times (1 + 1,57) + \frac{4 \times 1,57 \times (2 + 1,57) 1662365,45}{21,812 \times 70^2 \times 30}} - 1,57 \right] = 36460,02 \text{ N}$$

$$F_{V,Rk,2B} = 1,05 \times \frac{21,812 \times 250 \times 30}{1 + 2 \times 1,57}$$

$$\times \left[ \sqrt{2 \times 1,57^2 \times (1 + 1,57) + \frac{4 \times 1,57 \times (1 + 2 \times 1,57) 1662365,45}{21,812 \times 250^2 \times 30}} - 1,57 \right]$$

$$= 88577,42 \text{ N}$$

**iii) Modo de rotura tipo 3:**

Para este tipo de modo de rotura, são formadas duas rótulas plásticas por plano de corte.

- Modo de rotura tipo 3

Para o cálculo do modo de rotura tipo 3, segundo a expressão (5.14) foi obtido o seguinte resultado:

$$F_{V,Rk,3} = 1,15 \times \sqrt{2 \times 1662365,45 \times 21,812 \times 30 \times \frac{2 \times 1,57}{1 + 1,57}} = 59290,17 \text{ N}$$

Quadro 5.14 – Valores  $F_{V,Rk}$  dos Modos de Rotura

Modos de Rotura	Valores kN
Tipo 1A	45,8052
	104,460
Tipo 1B	80,1501
	36,4600
Tipo 2	88,5774
Tipo 3	59,2901

De acordo com os valores obtidos anteriormente, o modo de rotura mais condicionante é o modo de rotura tipo 2A, com  $F_{V,Rk}=36,460$  kN.

Assim o valor da resistência é  $k_{mod} \times \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 0,7 \times \frac{36,460}{1,25} = 20,417 \text{ kN} \times 2 = 40,834 \text{ kN}$

Quadro 5.15 – Valores do esforço axial

Modelo	Combinação	Esforço axial Biela kN
Modelo 1	cjB:g+sob+WOE	-12.030
	cjB:g+WOE+sob	-20.392
Modelo 2	cjB:g+sob+WEO	-11.871

	cjB:g+WOE+sob	-24.104
Modelo 3	cjB:g+sob+WEO	-12.616
	cjB:g+WOE+sob	-28.629

Consoante os valores obtidos referidos no Quadro 5.15, conclui-se que para os esforços obtidos nas bielas, para ambas as combinações, verificam para o modo de rotura tipo 2A.

## 5.9.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

### 5.9.2.1 Verificação de segurança à vibração

Após a análise do modelo obteve-se os seguintes valores da frequência e do período, que estão representados nos quadros 5.16, 5.17 e 5.18:

Quadro 5.16 – Valores das frequências e períodos da estrutura do modelo 1

Modos	Direção do modo	Períodos Segundos	Frequências Hz
1	Horizontal	0.108215	9.24083885
2	Horizontal	0.100099	9.990148179
3	Horizontal	0.091134	10.97290016
4	Horizontal	0.081857	12.21642545
5	Horizontal	0.061832	16.17293411
6	Horizontal	0.052879	18.91092725
7	Vertical	0.049689	20.12505391
8	Vertical	0.049202	20.32448571
9	Vertical	0.047173	21.19857322
10	Horizontal	0.046462	21.52292215
11	Vertical	0.040604	24.62799468
12	Vertical	0.040362	24.77568222

Quadro 5.17 - Valores das frequências e períodos da estrutura do modelo 2

Modos	Direção do modo	Períodos Segundos	Frequências Hz
1	Horizontal	0.153043	6.534122862
2	Horizontal	0.141584	7.062966863

3	Horizontal	0.122011	8.195978907
4	Horizontal	0.102459	9.760001545
5	Horizontal	0.082794	12.0781724
6	Horizontal	0.069561	14.37583855
7	Horizontal	0.059493	16.8088234
8	Horizontal	0.051996	19.23235405
9	Vertical	0.051478	19.42586365
10	Vertical	0.049559	20.1781584
11	Vertical	0.047854	20.89707254
12	Vertical	0.043707	22.87974775

Quadro 5.18 - Valores das frequências e períodos da estrutura do modelo 3

Modos	Direção do modo	Períodos Segundos	Frequências Hz
1	Horizontal	0.248129	4.030162297
2	Horizontal	0.223172	4.480841664
3	Horizontal	0.187068	5.345646005
4	Horizontal	0.16384	6.103497928
5	Horizontal	0.088049	11.35733816
6	Horizontal	0.076652	13.04592752
7	Horizontal	0.066719	14.98824734
8	Horizontal	0.059198	16.89237464
9	Vertical	0.057457	17.40421704
10	Vertical	0.054701	18.28120183
11	Vertical	0.050782	19.69187787
12	Vertical	0.049034	20.39398256

Foram realizados dois métodos para a avaliação de segurança à vibração.

Para a avaliação de segurança de vibração para pavimentos, de acordo com o EC5-1-1 cláusula 7.3.3, se a frequência for inferior a 8 Hz então deve ser feita um estudo mais rigoroso. Este é um método simplificado proposto pelo EC5 que tem como finalidade, evitar o cálculo dinâmico real.

Os valores utilizados no cálculo são:

$$L = 5 \text{ m} \quad h = 0,26 \text{ m} \quad b = 0,07 \text{ m} \quad E = 1,16 \times 10^{10} \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}} \quad m = 14,11 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$I = \frac{0,07 \times 0,26^3}{12} = 1,025 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

De acordo com a expressão (4.28) obteve-se o seguinte resultado:

$$f_1 = \left( \frac{\pi}{2 \times 5^2} \right) \times \sqrt{\frac{1,16 \times 10^{10} \times 1,025 \times 10^{-4}}{14,11}} = 18,24 \text{ Hz}$$

Segundo o resultado obtido, não é necessário realizar uma nova verificação, pois a frequência obtida é superior a 8Hz.

Para a análise da verificação à vibração segundo o EC0-Anexo 2 (§A2.4.3.2 (2)), é exposto o seguinte critério:

Se a frequência fundamental  $f_0$  exceder os valores de 5Hz para vibrações verticais e 2,5 Hz para vibrações horizontais, não é necessária nova verificação. Assim sendo, de acordo com os valores mencionados nos quadros 5.16, 5.17 e 5.18, é cumprido este critério.

## 6 CONCLUSÕES

### 6.1 CASO DE ESTUDO

Na realização deste trabalho verificou-se que a modelação e análise de estruturas em madeira é uma tarefa exigente, na medida em que é um material que apresenta diversas especificidades, nomeadamente no comportamento das ligações que é complexo. Também os critérios de verificação dos Eurocódigos, nomeadamente dos Eurocódigo 5-1-1 e Eurocódigo 5-2, não são totalmente explícitos no que se refere a algumas disposições, como por exemplo relativamente à verificação de segurança da vibração para pontes, visto que nos subcapítulos 5.6.2.2 e 5.9.2.1 foi necessário realizar dois métodos, um com método simplificado que é proposto pelo EC5 e outro pelo EC0 do anexo 2.

Na inspeção realizada à estrutura existente, verificou-se que esta apresentava diversas patologias, tais como a existência de fissuras, perdas de secção, xilófagos marinhos, etc., que comprometem o normal funcionamento da estrutura a médio prazo.

Devido a essas patologias, decidiu-se realizar a sua avaliação de segurança aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização.

A nível global da estrutura, no caso da verificação aos Estados Limites Últimos, de acordo com os valores obtidos, constatou-se que nas carlingas, a sua resistência é inadequada face à flexão composta e aos esforços transversos.

Quanto à análise da verificação de segurança à flexão simples e ao corte nas longarinas, estas cumprem as exigências do Eurocódigo 5.

Realizada a verificação à encurvadura dos pilares, concluiu-se que de acordo com as expressões (4.16) e (4.17), não correspondia ao resultado esperado nos modelos 2 e 3. No que toca à verificação ao corte, os pilares cumprem as expressões (4.11) do Eurocódigo 5.

Em relação aos Estados Limites de Utilização, quanto à deformação nas longarinas, a deformação obtida é cumprida, conforme o Eurocódigo 5.

Quanto à verificação da vibração, de acordo com os valores das frequências obtidas nos modelos 1 e 2, verifica-se o critério segundo o EC0-Anexo 2 (§A2.4.3.2 (2)), para frequências verticais e horizontais. No caso do modelo 3, apenas o primeiro modo não verifica, que corresponde às frequências horizontais. Tal deve-se à altura dos pilares.

Foi efetuada uma verificação de segurança também para as ligações entre biela e pilar, em que se concluiu que não cumpre a sua segurança, para as combinações de ações  $cjB:g+sob+WEO$  e  $cjB:g+WEO+sob$ .

Efetuu-se também a verificação ao esmagamento nas ligações longarinas-carlingas e carlingas-cachorro, e conforme os valores obtidos, conclui-se que nas ligações carlingas-cachorro estes não verificam. Nestas ligações existem chapas metálicas que influenciam o esmagamento, contudo não se consegue contabilizar essa influência e por esse motivo o valor da resistência ao esmagamento e ao corte é maior.

Após a análise aos resultados obtidos, realizou-se um modelo em que as dimensões das carlingas e pilares foram alteradas para 0,12 m de espessura e 250 mm de diâmetro respetivamente, utilizando as características da madeira lamelada colada somente nas vigas.

Efetuar-se as mesmas verificações que foram realizadas na estrutura pré-existente, tendo-se concluído que, com estas alterações, a estrutura passa a verificar os critérios de segurança patentes no Eurocódigo 5. Contudo, testaram-se várias opções para conseguir verificar a avaliação de segurança da estrutura, dado que a simples utilização de uma nova madeira de classe mais resistente, não era suficiente.

Quando foram somente aumentadas as dimensões das carlingas e de seguida o diâmetro dos pilares, os valores obtidos pelo programa SAP2000 não variaram muito. Apenas diferenciaram os valores de cálculo das resistências, visto que as dimensões das secções das vigas e pilares foram aumentadas. Este aumento resultou num melhoramento das suas resistências, cumprindo assim as exigências do EC5 à flexão composta à tração e à encurvadura, uma vez que eram essas secções que não cumpriam a segurança na estrutura pré-existente. Reparou-se que apenas aumentando as espessuras das carlingas, a estrutura não verificava a sua total segurança. Assim sendo, aumentou-se a secção dos pilares para 20 cm, pelo que não se verificou a segurança. Desta forma foi necessário aumentar a secção para 25 cm, para a estrutura satisfazer a segurança. Em conclusão foi necessário acrescentar 7 cm a mais à secção em relação ao pilar inicial, de modo a que a estrutura intervencionada cumprisse a segurança.

## **6.2 GERAIS**

De uma forma geral esta dissertação ajudou a compreender melhor o conceito de projeto de estruturas de madeira.

No desenvolvimento do trabalho foi necessário despende algum tempo para verificar a estrutura existente no local, nomeadamente as suas patologias e suas dimensões, de modo a garantir uma análise mais fiável da estrutura.

Com este trabalho foi possível aprender mais sobre esse tipo de estruturas, sobre a implicação das ações nas estruturas e avaliar a sua segurança. Foi possível desenvolver novos conhecimentos sobre as diferentes formas de reabilitar e reforçar estruturas de madeira, aprender novos métodos de cálculo, nomeadamente sobre as ligações em madeira.

## **6.3 PROJETOS FUTUROS**

Para realizar trabalhos futuros, sugere-se como tema, as ligações em estruturas de madeira, com a possibilidade de utilização como estrutura base desta ponte da Quinta do Lago, visto que não foi possível aprofundar mais este tema, pois o cálculo das ligações é complexo e bastante exaustivo. Podiam ser realizados os cálculos dos vários tipos de ligação existentes na ponte, tais como na ligação trave em V com pilar, na ligação das chapas metálicas com o cachorro e carlingas, etc.

Também é proposto como possível tema de desenvolvimento futuro o estudo geotécnico das estacas/pilares de madeira. Não foi possível realizar, porque não foi facultada a informação geológica do solo.

Um outro possível trabalho futuro, seria um estudo mais aprofundado sobre o comportamento das estruturas em madeira face à ação sísmica.

No plano da dissertação, estava proposto realizar um subcapítulo sobre a reabilitação ou reforço da estrutura existente, contudo não foi possível efetuar-lo da melhor maneira, devido ao extenso corpo da tese e tempo. Apenas foi feita uma análise de verificação de segurança com a utilização de outro tipo de material mais resistente. Assim, para complementar esta dissertação, também é sugerido um trabalho sobre a reabilitação e reforço da estrutura que foi estudada, visto que de acordo com as análises efetuadas aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização, algumas delas não verificavam a segurança regulamentar.



## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aasheim, E. (2005). *Traditions in Timber Construction*. NVF Conference on Timber Bridges (pp. 1-13). Hamar: Treteknisk.

Almeida, F. A. (2012). *A madeira como material estrutural – projeto da estrutura da cobertura de um edifício*. Dissertação de Mestrado, Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Beer, F. P., Junior, E. R., & Dewolf, J. T. (2003). *Mecânica dos Materiais*. McGrawHill.

Braga, A. M. (2014). *Conservação e Reabilitação I - A Madeira*. Portugal: Universidade do Algarve.

Branco, F., Brito, J. d., Flores, I., Gaspar, F., Santos, S., Paulo, P., . . . Alexandre, J. (s.d.). *Diagnóstico e Patologia de Construções em Madeira*. Lisboa, Portugal: IST - Instituto Superior Técnico. Obtido em Julho de 2016, de <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/ad/07%20-%20Madeira-patologia%20e%20inspec%C3%A7%C3%A3o%20-%20PB.pdf>

CEN. (2005). *EN 14081-1:2005 - Timber structures - Strength graded structural timber with rectangular cross section - Part 1: General requirements*.

CEN. (2001). *EN 1990 - Eurocode: Basis of structural design - Draft prAnnex A2: Application for bridges (Normative)*.

CEN. (2003). *EN 1991 - 2 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*.

CEN. (2004). *EN 1995 - 2 - Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 2: Bridges*.

CEN. (2004). *EN 1995-1-1:2004 (E) - Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1 - 1: General - Common rules and rules for buildings*.

CEN. (2011). *EN 1998 - 2 (2005): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*.

CEN. (2006). *EN 335-1:1992 - Durability of wood and wood-based products - definition of hazard classes of biological attack*.

CEN. (1999). *EN 912:1999 - Timber fasteners - Specifications for connectors for timber*.

Computers and Structures, I. (2015). SAP 2000. Computers and Structures, Inc.

Correia, E. A. (2009). *Análise e Dimensionamento de Estruturas de Madeira*. Dissertação de Mestrado, Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Coutinho, J. d. (1999). *Materiais de Construção I - Madeiras*.

Crocetti, R. (2014). *Timber bridges: General issues, with particular emphasis on Swedish typologies*. Lund University.

DECOVERDI - Plantas e Jardins, S. (2008). *Ponte da Quinta do Lago - Projeto de Remodelação do Acesso Pedonal*.

Dias, A., Cruz, H., Machado, J. S., Custódio, J. E., & Palma, P. M. (2009). *Avaliação, Conservação e Reforço de Estruturas de Madeira*. Verlag Dashofer.

- Estevão, J. (2015). Programa EC8spec - versão 2.03. Portugal: Universidade do Algarve.
- Fernandes, V. E. (2014). *Verificação da Segurança da Cobertura de um Edifício Histórico*. Dissertação de Mestrado, Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Hilário, R. d. (2013). *Dimensionamento de Estruturas em Madeira - Metodologia e disposições regulamentares relativamente a ligações*. Dissertação de Mestrado, Lisboa: IST - Instituto Superior Técnico.
- Hivoss. (2008). *Vibrações em Pontes Pedonais - Recomendações Técnicas de Projecto*.
- Inc., G. (2015). Google Earh.
- IPQ/CEN. (2002). *NP EN 1194:2002 Estruturas de madeira Madeira lamelada-colada Classes de resistência e determinação dos valores característicos*.
- Junior, C. C., Dias, A. A., Góes, J. L., Cheung, A. B., Stamato, G. C., Pigozzo, J. C., . . . Lana, É. L. (2006). *Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira*. São Carlos: Universidade de São Paulo.
- Kuklík, P. (2008). History of Timber Structures. Em *Handbook 1 - Timber Structures* (pp. 1-9). Praga: Leonardo da Vinci Pilot Projects.
- Laranja, R., Costa, R. G., & Silvestre, A. (2015). *Peritagem Técnica ao Estado de Conservação da Ponte de Acesso à Praia da Quinta do Lago*. Faro: Universidade do Algarve.
- Lopes, M. A. (2007). *Tipificação de Soluções de Reabilitação de Estruturas de Madeira em Coberturas de Edifícios Antigos*. Dissertação de Mestrado, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Martins, T. F. (2010). *Dimensionamento de Estruturas de Madeira - Cobertura e Pavimentos*. Dissertação de Mestrado, Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Miná, A. J. (2005). *Estudo de Estacas de Madeira para Fundações de Pontes de Madeira*. Dissertação de Doutoramento, São Carlos, Brasil: Universidade de São Paulo.
- Negrão, J., & Faria, A. (2009). *Projeto de Estruturas de Madeira*. Públindústria, Edições Técnicas.
- Neves, A. E. (2013). *Avaliação, Tratamento e Consolidação de Madeira em Edifícios Antigos*. Dissertação de Mestrado, Lisboa: ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Nunes, L. (2013). *Bases para a monitorização do risco de degradação na construção de casas de madeira*. p. 35.
- Pacheco, A. (s.d.). (2013) *13. Ligações em Madeira*. Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Pinheiro, V. H. (2012). *Projeto em Estruturas de Madeira*. Dissertação de Mestrado, Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Planfor. (2016). *Agrafos Metálicos de Fixação*. Obtido de <http://www.planfor.pt/loja-de-jardinagem,cobertura-casca-de-pinheiro,8,1>, 2016.
- Qualidade, I. -I. (2010). *NP EN 1991 - 1 - 4 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais - Ações do Vento*.

Qualidade, I. P. (2010). *NP EN 1998-1 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Portugal: IPQ.

Ramos, S. I. (2009). *Caracterização das propriedades mecânicas e durabilidade*. Dissertação de Mestrado, Lisboa: Instituto Superior de Agronomia - Universidade Técnica de Lisboa.

Ritter, M. A. (1990). *Timber Bridges - Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. Washington, DC, Estados Unidos da América

Obtido de Homesthetics.Net - Architecture, Art&Design: <http://homesthetics.net/155-extraordinary-mystical-bridges-will-lead-immersive-parallel-realm/>. Novembro de 2016.

Turísticas, R. Obtido de Rotas Turísticas: [http://www.rotaturisticas.com/praias/praias\\_da\\_quinta\\_do\\_lago.html](http://www.rotaturisticas.com/praias/praias_da_quinta_do_lago.html). Março de 2017.

Velloso, D. d., & Lopes, F. d. (2010). *Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos.



## **8 ANEXOS**



## 8.1 VENTO

Para o cálculo do vento considerou-se o tipo de terreno como categoria I (Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar) segundo Quadro NA – 4.1 do EC1-1-4, com direções de Este-Oeste e Oeste-Este.

$$z_0 = 0.005m$$

$$z_{min} = 1m$$

$$z_{max} = 200m$$

$$z_e = 3,30m$$

**Valor básica da velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ) [b] NA-4.2(1)P, Nota 2] [EC1-1-4]**

Considerou-se como zona B, com valor  $v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$

**Coef. De direção ( $c_{dir}$ ) [4.2 nota 2] [EC1-1-4]**

Considerou-se  $c_{dir} = 1$

**Coef. De sazão ( $c_{season}$ ) [4.2 nota 3] [EC1-1-4]**

Considerou-se  $c_{season} = 1$

**Valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$ ) [4.2] [EC1-1-4]**

Obteve-se o valor de 30 m/s

**Valor da pressão dinâmica de referência ( $q_b$ ) [4.5] [EC1-1-4]**

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = 0.563 \frac{kN}{m^2}$$

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

**Valor do coeficiente de turbulência ( $k_I$ ) [4.4 nota 2] [EC1-1-4]**

$$k_I = 1$$

**Valor do coeficiente de orografia ( $c_0$ ) [A.3 (4)] [EC1-1-4]**

$$c_0 = 1$$

**Valor de intensidade de turbulência do vento ( $I_v$ ) [4.4] [EC1-1-4]**

$$I_v = \frac{k_I}{c_0 \times \ln \frac{z_e}{z_0}} = 0.154$$

**Valor de pressão dinâmica de pico ( $q_p$ ) [4.5 nota 1] [EC1-1-4]**

$$z_{0,II} = 0.05 \text{ m}$$

$$k_r = 0.19 \times \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.16172$$

$$c_r = k_r \times \ln \frac{z_e}{z_0} = 1.05$$

$$v_m = c_r \times c_0 \times v_b = 31.50 \text{ m/s}$$

$$q_p = (1 + 7 \times I_v) \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2 = 1.29 \text{ kN/m}^2$$

**Valor de coeficiente estrutural ( $C_s C_d$ ) [6.2 a)] [EC1-1-4]**

$$C_s C_d = 1$$

**Para o dimensionamento da força do vento para as guardas [7.11, fig.7.33] [EC1-1-4]**

A força do vento resultante para as guardas foram aplicadas no tabuleiro na horizontal.

$$\text{Altura} = 1.425 \text{ m}$$

$$A_{tot} = \text{Altura} \times 17.5 \text{ m} = 24.938 \text{ m}^2$$

$$A_{guarda} = (1.43 \text{ m} \times 0.065 \text{ m}) + (2 \times 1.62 \text{ m} \times 0.07 \text{ m}) + (1.36 \text{ m} \times 0.09 \text{ m}) \\ + (0.26 \text{ m} \times 1.43 \text{ m}) = 0.814 \text{ m}^2$$

$$A_{guarda\_tot} = A_{guarda} \times 12 = 9.767 \text{ m}^2$$

O valor do coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeito de extremidade foi obtido segundo a Fig. 7.33 do EC1-1-4. Foi utilizado o índice de cheios para a sua determinação.

$$\varphi = \frac{A_{guarda\_tot}}{A_{tot}} = 0.392$$

$$c_{f0} = 1.6$$

$$L = 17.5 \text{ m}$$

$$A_{ref} = A_{guarda\_tot} \times c_{f0} = 15.628 \text{ m}^2$$

$$c_e = \frac{q_p}{q_b} = 2.291$$

$$C = 2.29$$

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref} = 20.131 \text{ kN}$$

$$q_w = \frac{F_w}{L} = 1.15 \text{ kN/m}$$

**Para o dimensionamento da força do vento para os pilares e vigas em V [7.11, fig.7.33] [EC1-1-4]**

As forças do vento resultantes para os pilares e vigas em V, foram aplicadas no tabuleiro com uma distribuição horizontal. Atendendo à reduzida dimensão da secção transversal dos pilares, optou-se por incluir a sua ação específica na do tabuleiro.

$$A_{\text{pilares e vigas}} = (1.70 \text{ m} \times 0.165 \text{ m}) \times 7 + (3.30 \text{ m} \times 0.18 \text{ m}) \times 4 = 4.34 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura} = 3.30 \text{ m}$$

$$A_{\text{tot}} = \text{Altura} \times 17.5 \text{ m} = 57.75 \text{ m}^2$$

O valor do coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeito de extremidade foi obtido segundo a Fig. 7.33 do EC1-1-4. Foi utilizado o índice de cheios para a sua determinação.

$$\varphi = \frac{A_{\text{pilares e vigas}}}{A_{\text{tot}}} = 0.075$$

$$c_{f0} = 1.85$$

$$A_{ref} = A_{\text{pilares e vigas}} \times c_{f0} = 8.028 \text{ m}^2$$

$$c_e = \frac{q_p}{q_b} = 2.291$$

$$C = 2.29 \quad L = 17.5 \text{ m}$$

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref} = 10.341 \text{ kN}$$

$$q_w = \frac{F_w}{L} = 0.591 \text{ kN/m}$$

## 8.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

### Modelo 1

#### Verificação da segurança à flexão – Longarinas

Para a avaliação de segurança à flexão para as longarinas, considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 207), com combinação CjB:g+sob+WEO.

Efetou-se o cálculo da resistência à flexão de acordo com o EC5-1-1 (§2.4.3(1)):

Em que:

O valor de  $k_{sys}$  é 1, pois a aplicação da sobrecarga é distribuída e não concentrada, caso contrario segundo a cláusula 6.5(2) do EC5-1-1, o seu valor seria de 1,1. O valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3). Embora a secção tenha uma altura inferior a 150 mm em y, considerou-se o  $k_h$  igual a 1, porque o momento fletor obtido é muito baixo.

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,3} = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

Foram obtidos pelo programa SAP2000 o valor dos momentos flectores nas longarinas (ver Fig. 8.1 e 8.2):

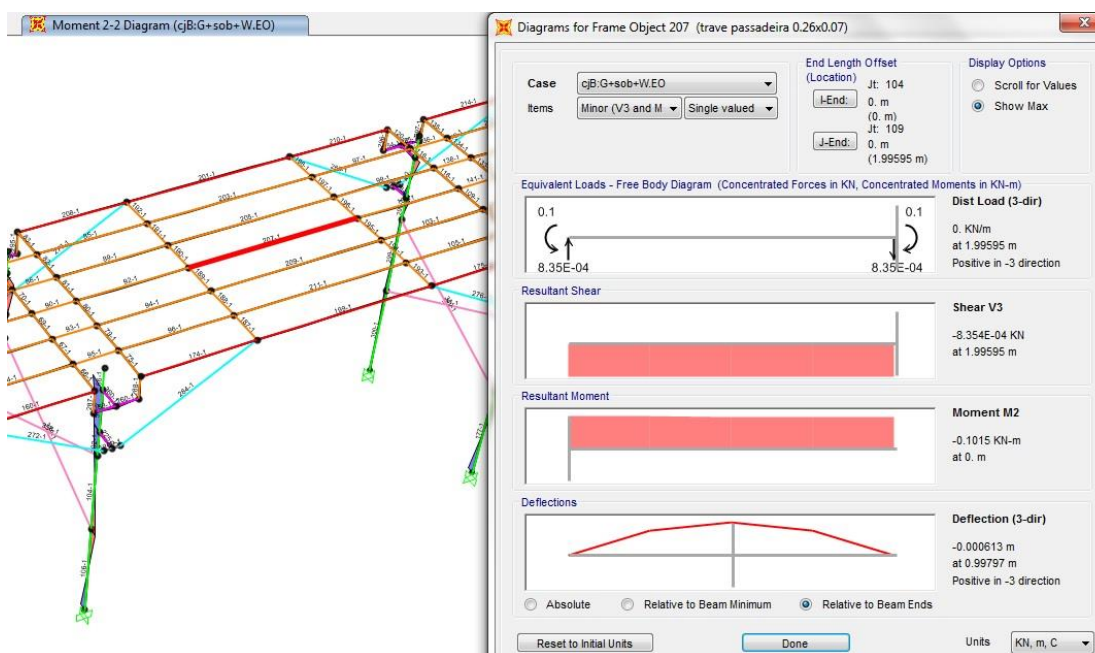


Fig. 8.1 - Diagrama de momento em y

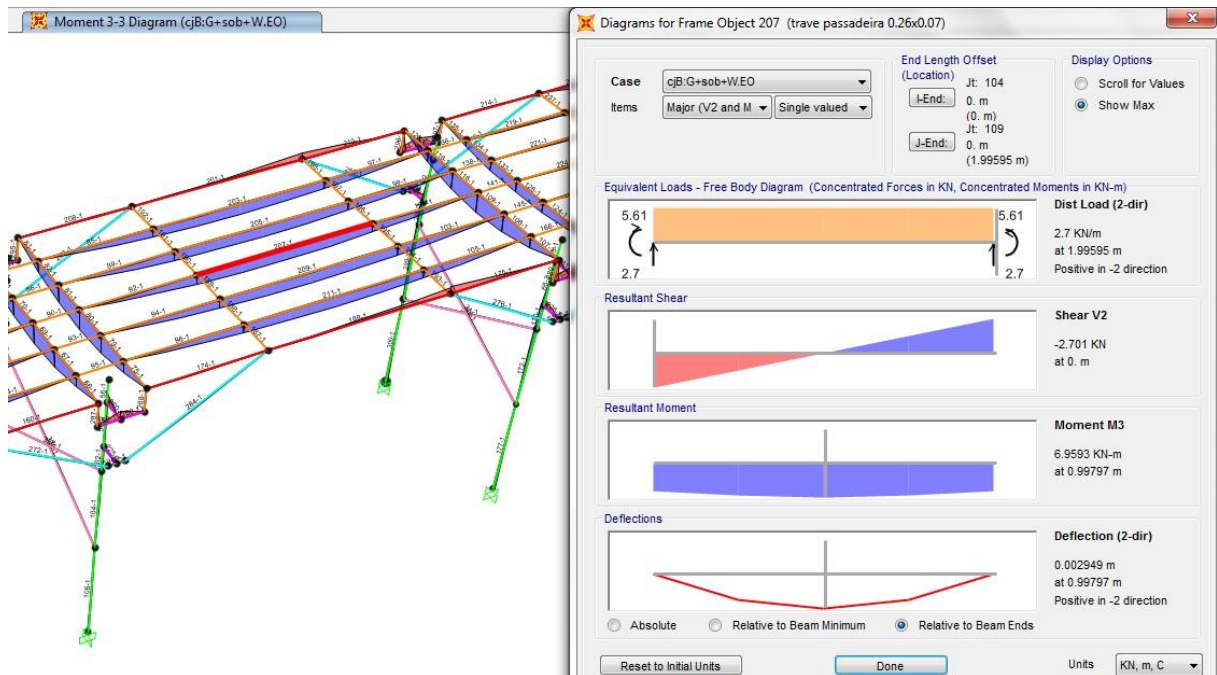


Fig. 8.2 - Diagrama de momento em z

$$ME_{dy}=0,1007 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz}=6,9593 \text{ kNm}$$

Após a obtenção dos momentos fletores, foram calculadas as tensões atuantes de flexão:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,1007 \times 10^6 \times 6}{70^2 \times 260} = 0,474 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{6,9593 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 70} = 8,824 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

De acordo com as expressões (4.5) e (4.6) foram obtidos os seguintes resultados:

$$\frac{0,474}{12,923} + 0,7 \times \frac{8,824}{12,923} = 0,51 < 1$$

$$0,7 \times \frac{0,474}{12,923} + \frac{8,824}{12,923} = 0,708 < 1$$

Logo, as longarinas verificam à flexão simples.

### Verificação de segurança ao corte

Na avaliação de segurança ao corte, considerou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 105), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver Fig. 8.3) é:

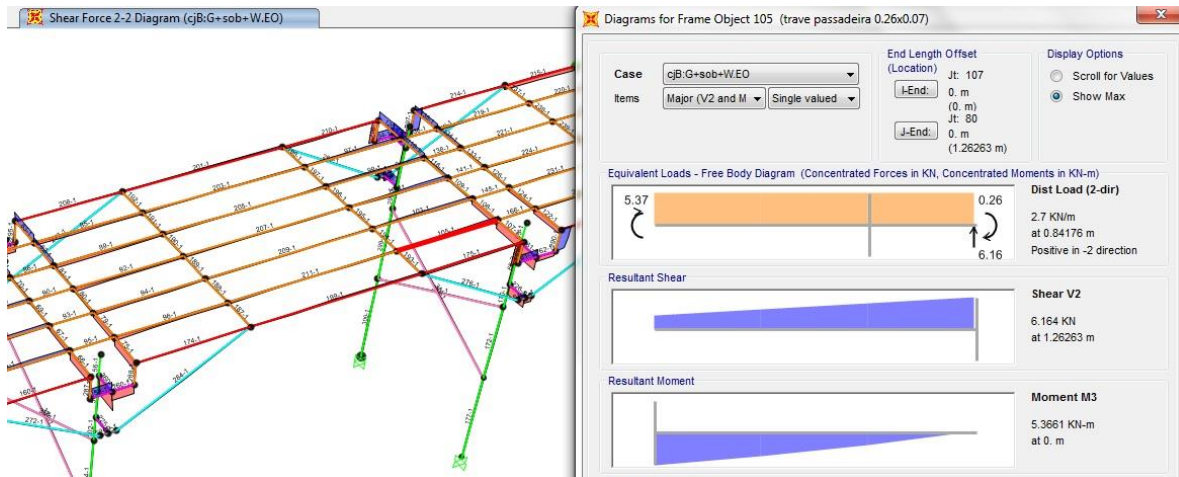


Fig. 8.3 - Diagrama do esforço transversal em y

$$V_{Edy} = 6,164 \text{ kN}$$

Para a determinação da tensão de corte atuante, o Eurocódigo 5-1-1/A1, cláusula 6.1.7(2) sugere o cálculo de uma largura efetiva, em que utiliza um fator redutor  $k_{cr}$ , que neste caso é 0,67 para madeira maciça.

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,67 \times 70 = 47 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{6164}{260 \times 47} = 0,757 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,70}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

A verificação de segurança ao corte, deve ser verificada pela expressão (4.11), segundo EC5, obtendo assim o seguinte resultado:

$$0,757 \leq 1,346$$

Logo, a viga verifica ao corte.

### Verificação da segurança à flexão – Carlingas

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 80), com combinação cjB:g+sob+WEO.

O valor de  $k_{sys}$  é 1, pois a aplicação da sobrecarga é distribuída e não concentrada, caso contrario segundo a cláusula 6.5(2) do EC5-1-1, o seu valor seria de 1,1. O valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3). Embora a secção tenha uma altura inferior a 150 mm em y, considerou-se o  $k_h$  igual a 1, porque o momento fletor obtido é muito baixo.

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,3} = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{t,0,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 14}{1,3} = 7,538 \text{ N/mm}^2$$

De seguida foram obtidos os valores dos momentos flectores e esforço axial da carlinga (ver Fig. 8.4, 8.5 e 8.6):

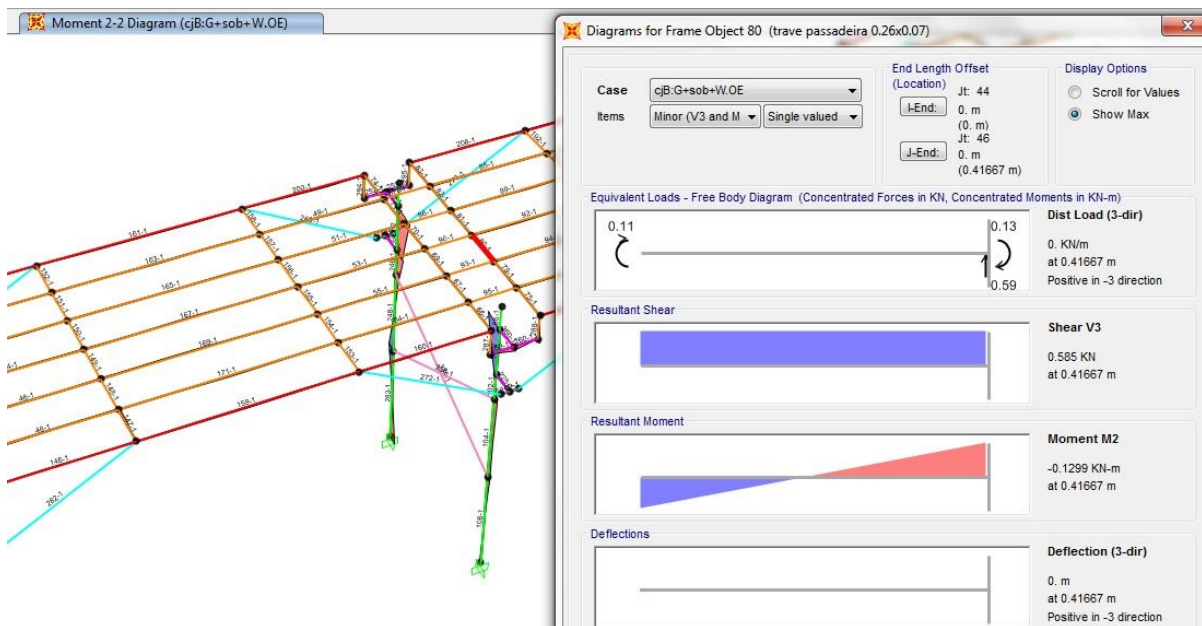


Fig. 8.4 - Diagrama de momento em y

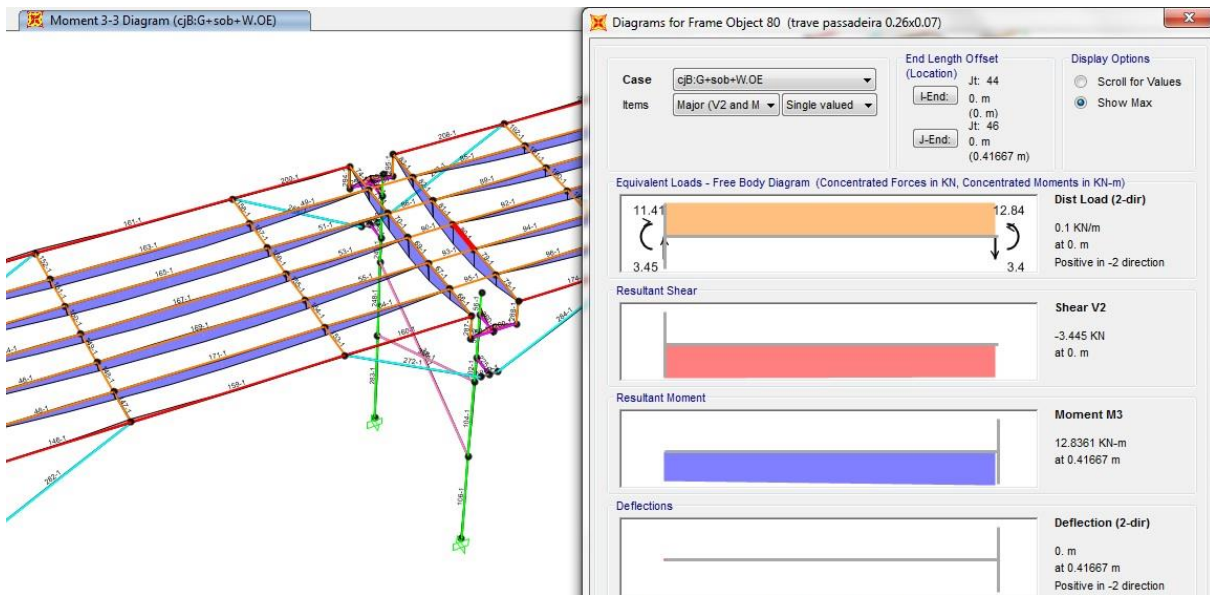


Fig. 8.5 - Diagrama de momento em z

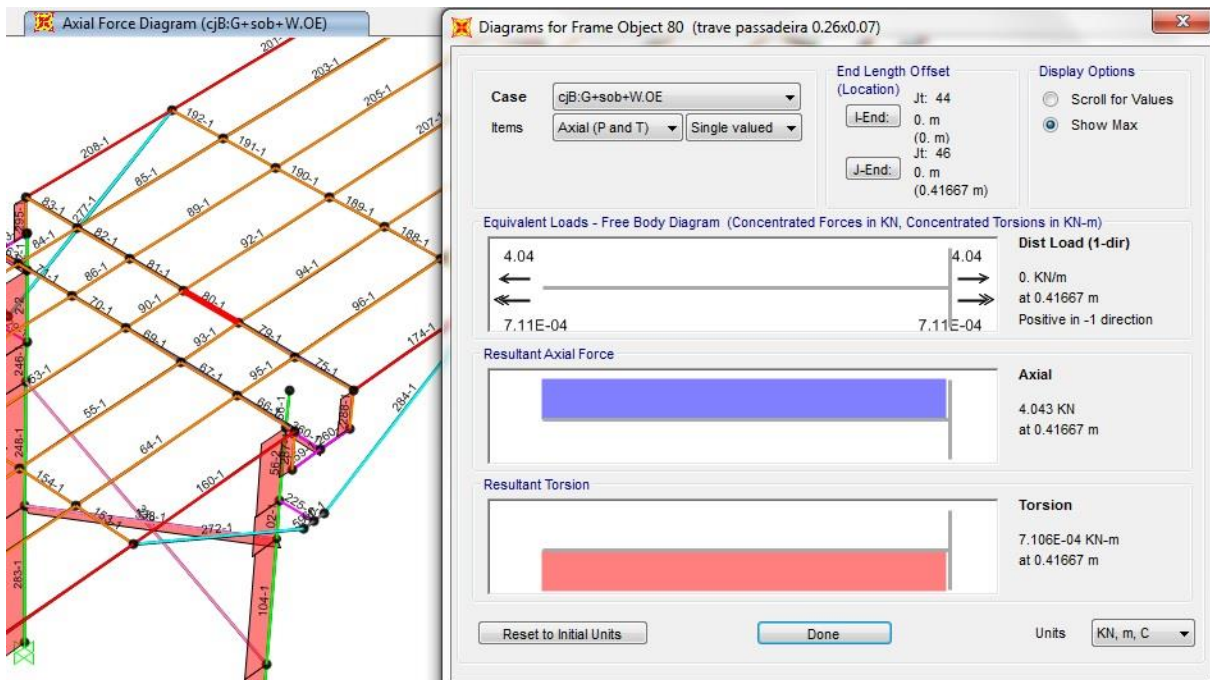


Fig. 8.6 - Diagrama de esforço axial

$M_{Edy}=0,1302 \text{ kNm}$

$M_{Edz}=12,8361 \text{ kNm}$

$N_{Ed}=3,674 \text{ kN}$

Após a obtenção dos valores obtidos anteriormente, foram calculadas as tensões atuantes:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,1302 \times 10^6 \times 6}{70^2 \times 260} = 0,613 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{12,8361 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 70} = 16,276 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{3,674 \times 10^3}{260 \times 70} = 0,202 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

Para a verificação à flexão composta à tração, de acordo com as expressões (4.7) e (4.8), segundo EC5, obteve-se os seguintes resultados:

$$\frac{0,202}{7,538} + \frac{0,613}{12,923} + 0,7 \times \frac{16,276}{12,923} = 0,955 < 1$$

$$\frac{0,202}{7,538} + 0,7 \times \frac{0,613}{12,923} + \frac{16,276}{12,923} = 1,319 > 1$$

Logo, não verifica à flexão composta à tração.

### Verificação de segurança ao corte

Considerou-se a verificação na viga mais condicionante (viga 36), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Para realizar a verificação ao corte foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transverso (ver Fig. 8.7):

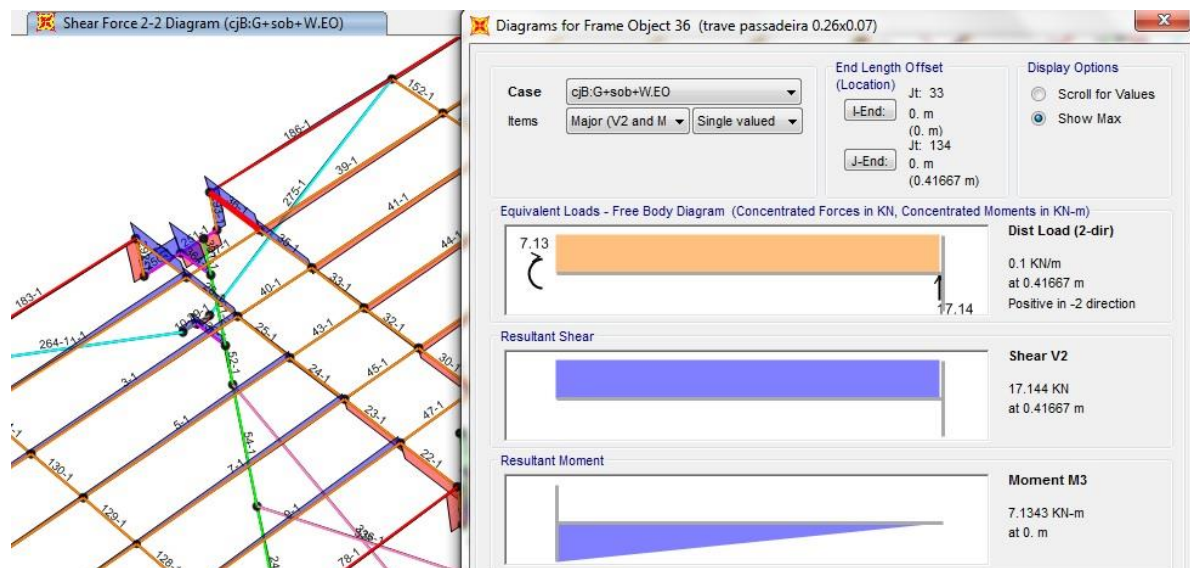


Fig. 8.7 - Diagrama do esforço transverso em y

$$VE_{dy} = 17,144 \text{ kN}$$

Para a determinação da tensão de corte atuante, o Eurocódigo 5-1-1/A1, cláusula 6.1.7(2) sugere o cálculo de uma largura efetiva, em que utiliza um fator redutor  $k_{cr}$ , que neste caso é 0,67 para madeira maciça.

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,67 \times 70 = 47 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{17,144}{260 \times 47} = 2,109 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,70}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

De acordo com o EC5 para verificar a segurança ao corte, é utilizada a expressão (4.11), pelo qual se obtém o seguinte resultado:

$$2,109 \geq 1,346$$

Logo, não cumpre a segurança ao esforço transversal.

### **Verificação de segurança à encurvadura**

Para o plano X-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z (ver Fig. 8.8 e 8.9) no programa SAP2000:

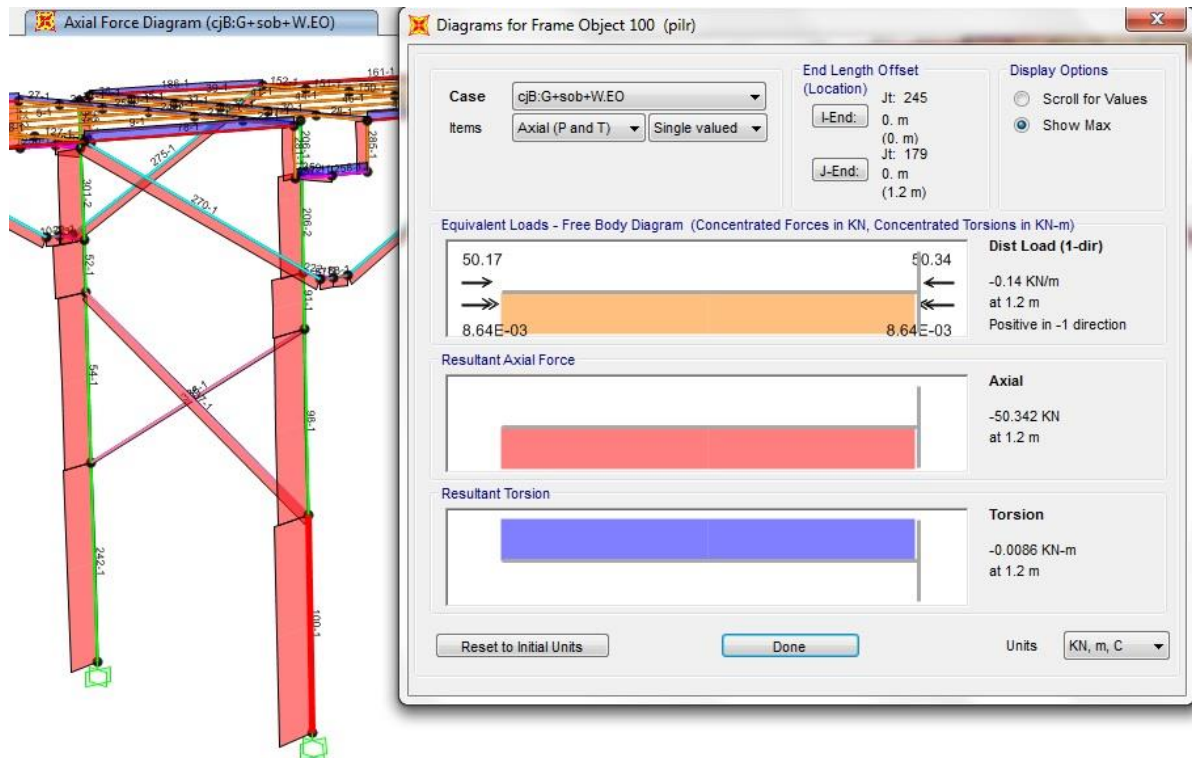


Fig. 8.8 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=50,342 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{50342}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 3,957 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

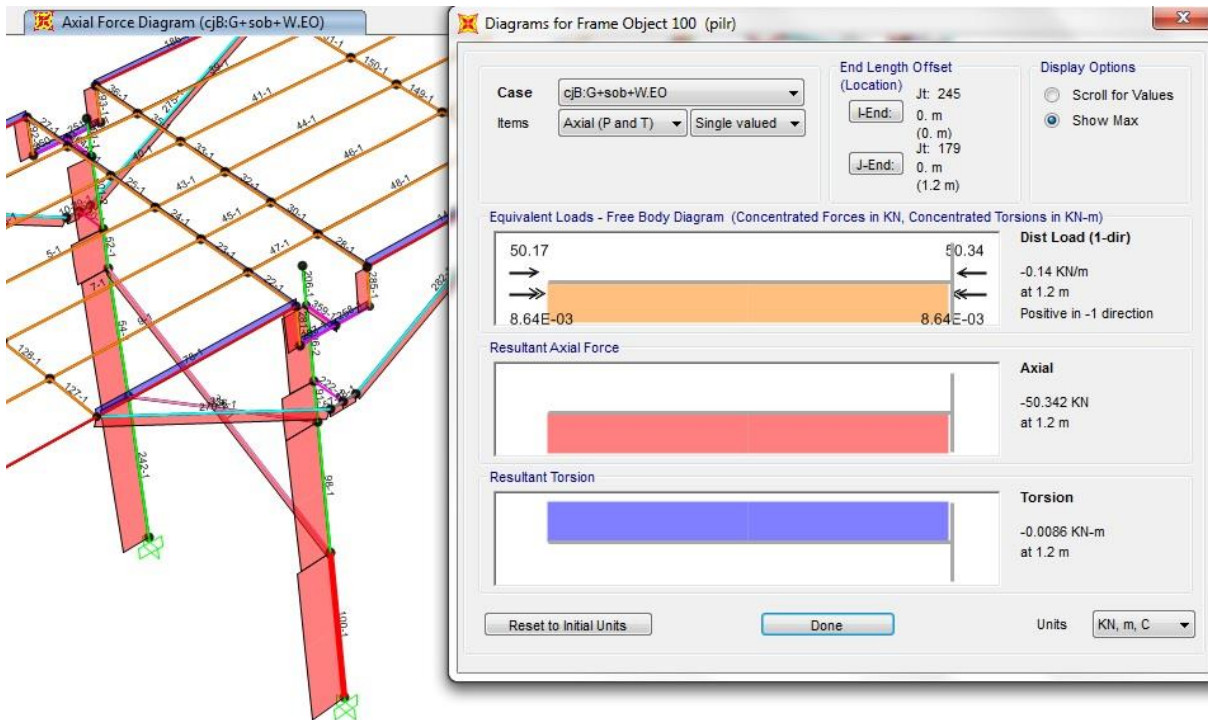


Fig. 8.9 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=50,342 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{50342}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 3,957 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,307 \text{ N/mm}^2$$

### Momento de inercia e raio de giração

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 90^4 = 5,1529 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{0,5} = \left(\frac{5,1529 \times 10^7}{\frac{\pi \times 90^2}{2}}\right)^{0,5} = 63,639 \text{ mm}$$

### Comprimento de encurvadura:

Como o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vy} = 0,7 \times 1200 = 840 \text{ mm}$$

Como o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vz} = 0,7 \times 2500 = 1750 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{840}{63,639} = 13,199$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1750}{63,639} = 27,499$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{15,7136}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,222$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{27,499}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,463$$

Visto que pelo menos uma das esbeltezas relativas é superior a 0,3, então é necessário recorrer à verificação da encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça.

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,222 - 0,3) + 0,222^2) = 0,517$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,463 - 0,3) + 0,463^2) = 0,624$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,517 + \sqrt{0,517^2 - 0,222^2}} = 1,017$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,624 + \sqrt{0,624^2 - 0,463^2}} = 0,961$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 90^3}{4} = 5,725 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.10 e 8.11):

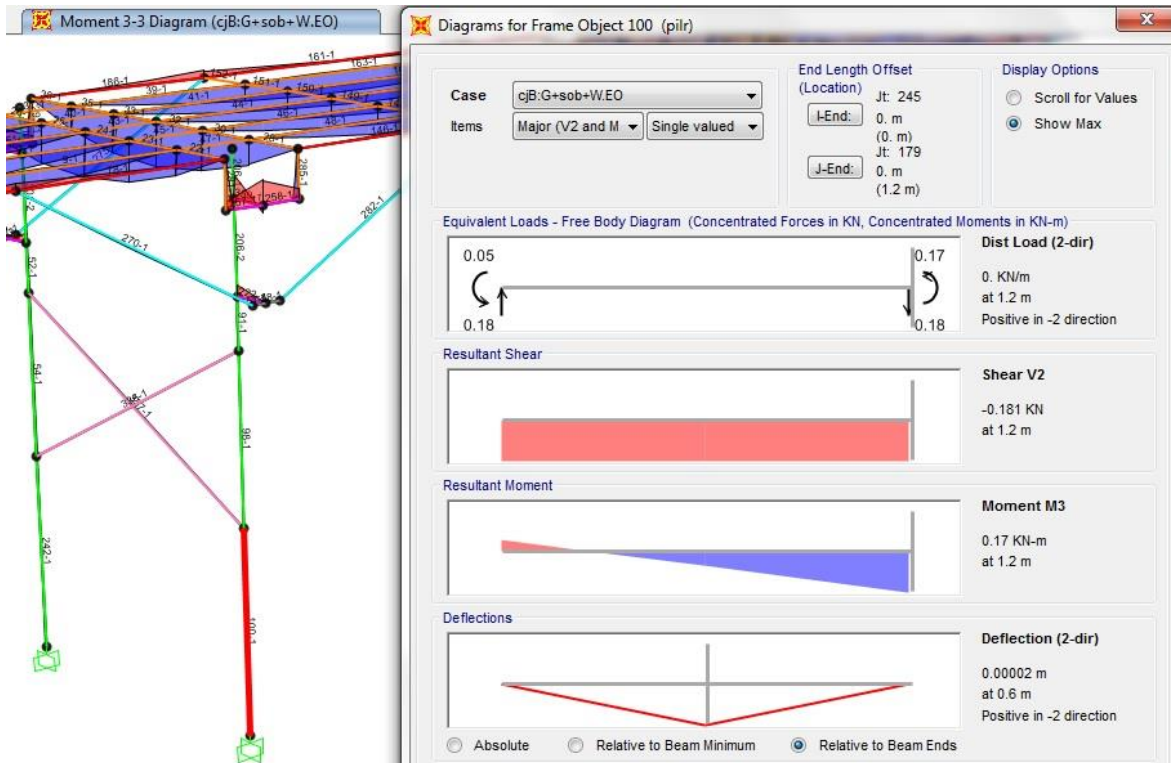


Fig. 8.10 - Diagrama de momento em z no plano X-Z

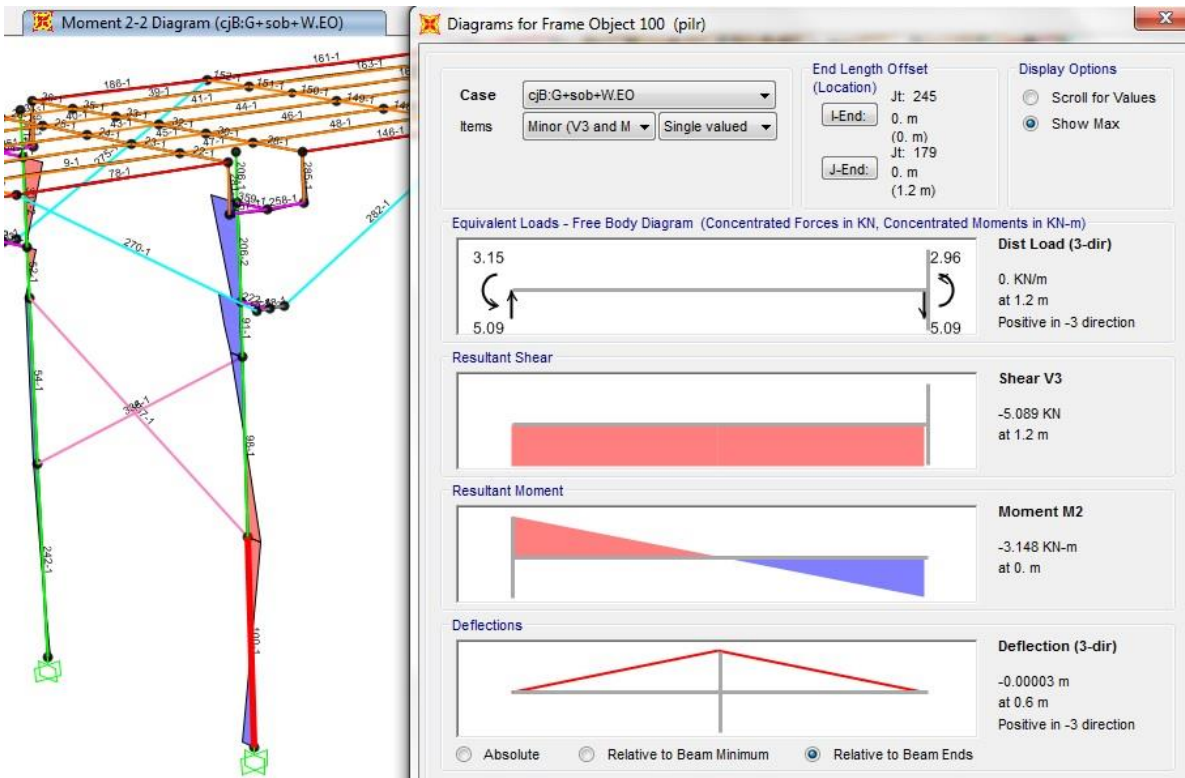


Fig. 8.11 - Diagram de momento em y no plano X-Z

$$MEdy = 2,9585 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,17 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{2,9585 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 5,167 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,17 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,297 \text{ N/mm}^2$$

E no plano Y-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.12 e 8.13):

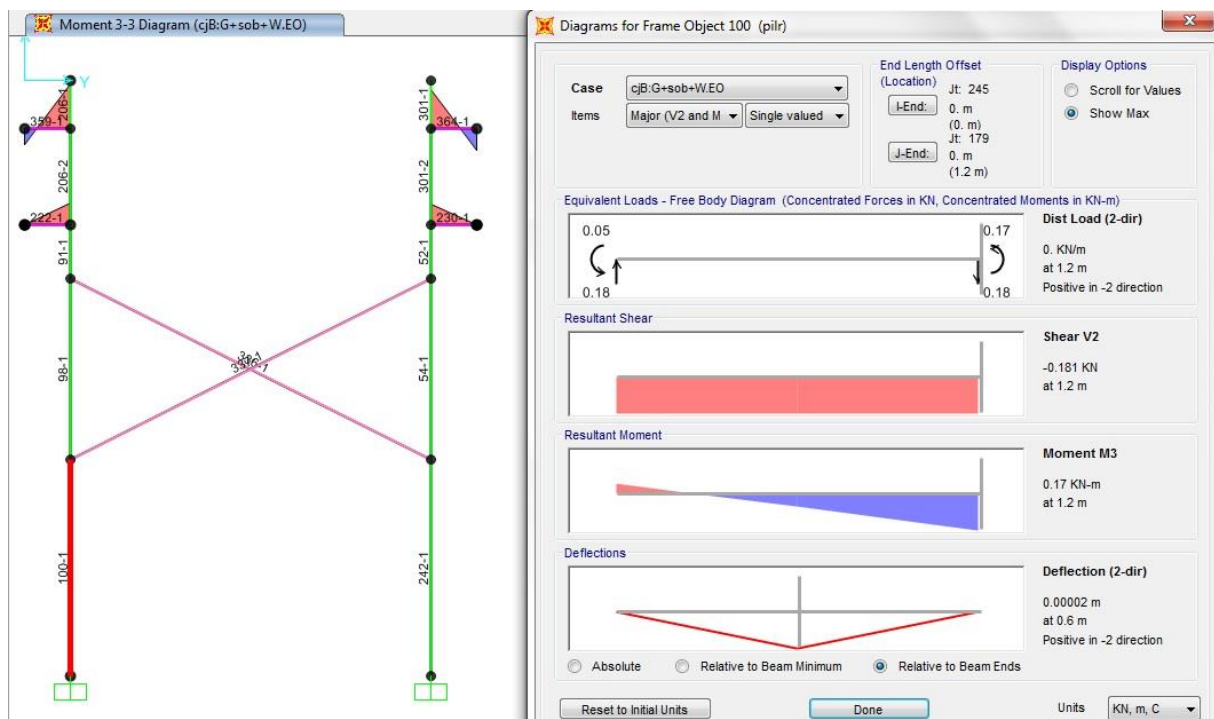


Fig. 8.12 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z

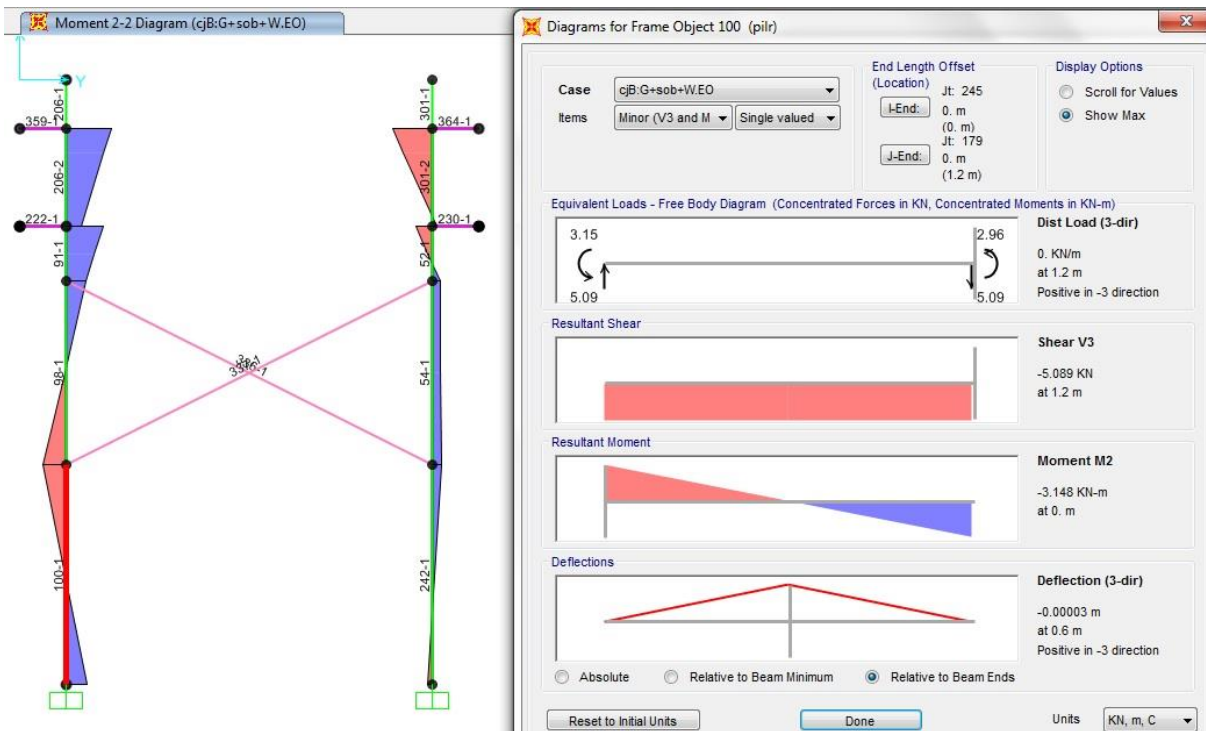


Fig. 8.13 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z

$$ME_{dy} = 2,9585 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,17 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{2,9585 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 5,167 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,17 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,297 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m = 1,0$ .

A avaliação de segurança à encurvadura, deve ser verificada pelas expressões (4.16) e (4.17), pelo qual se obteve os seguintes resultados:

$$\frac{3,957}{1,017 \times 11,307} + \frac{5,167}{12,923} + 1 \times \frac{0,267}{12,923} = 0,787 \leq 1$$

$$\frac{3,957}{0,961 \times 11,307} + 1 \times \frac{5,167}{12,923} + \frac{0,297}{12,923} = 0,767 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à encurvadura.

Para o plano X-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 242), com combinação cjB:g+W.OE+sob.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z (ver Fig. 8.14 e 8.15):

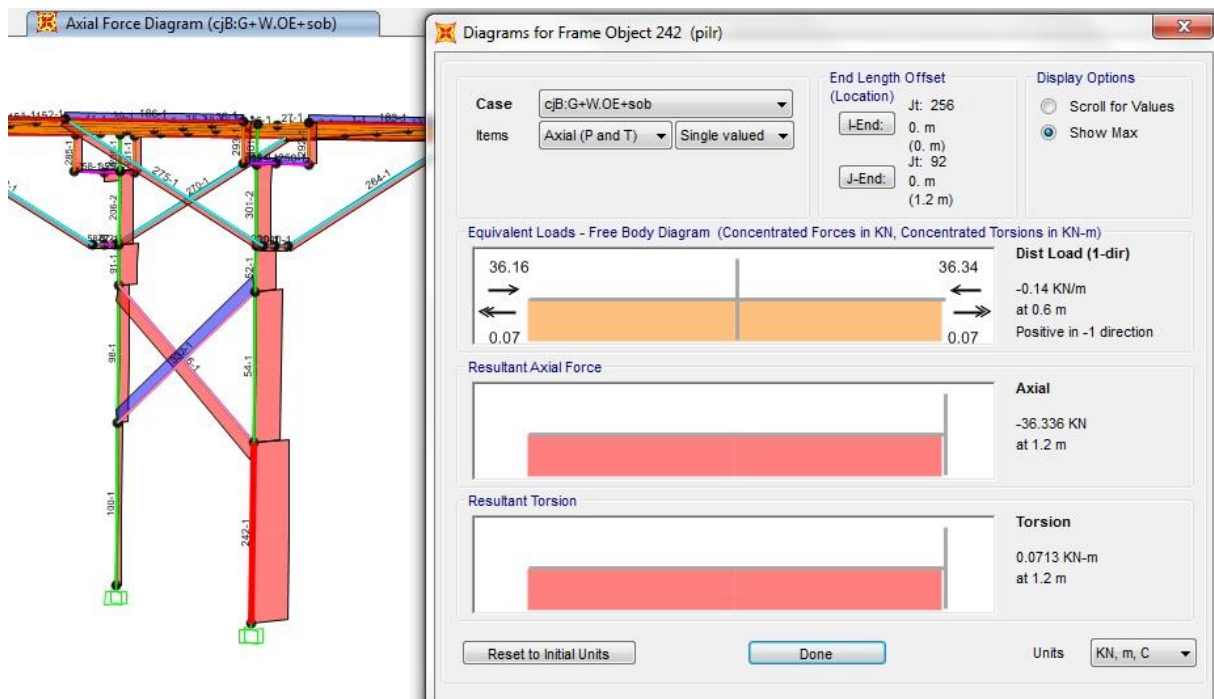


Fig. 8.14 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=36,336 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{36336}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 2,856 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,o,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 242), com combinação cJB:g+W.OE+sob.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

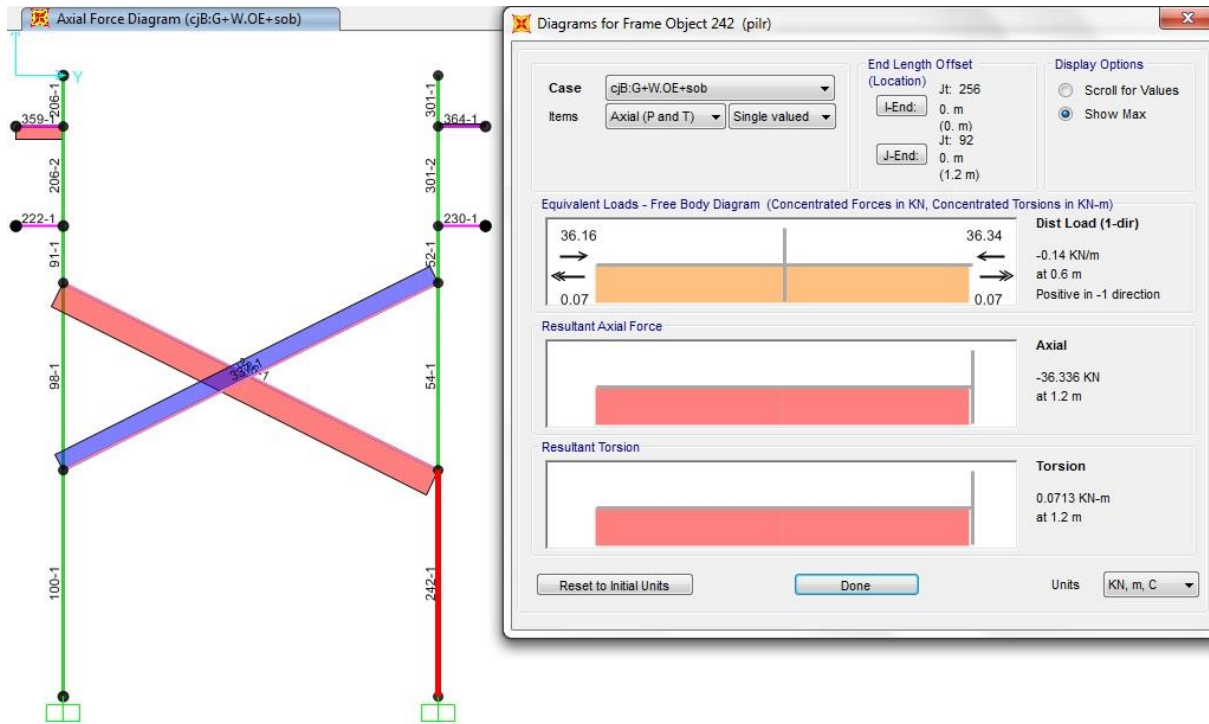


Fig. 8.15 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=36,336 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{36336}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 2,856 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,307 \text{ N/mm}^2$$

#### Momento de inercia e raio de giração:

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 90^4 = 5,1529 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{0,5} = \left(\frac{5,1529 \times 10^7}{\frac{\pi \times 90^2}{2}}\right)^{0,5} = 63,639 \text{ mm}$$

### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vy} = 0,7 \times 1200 = 840 \text{ mm}$$

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vz} = 0,7 \times 2500 = 1750 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{840}{63,639} = 13,199$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1750}{63,639} = 27,499$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{13,199}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,222$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{27,499}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,463$$

Visto que pelo um dos valores das esbeltezas relativas é superior a 0,3, então deve-se calcular a verificação à encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça. Então:

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,222 - 0,3) + 0,222^2) = 0,517$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,463 - 0,3) + 0,463^2) = 0,624$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,517 + \sqrt{0,517^2 - 0,222^2}} = 1,017$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,624 + \sqrt{0,624^2 - 0,463^2}} = 0,961$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 90^3}{4} = 5,725 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.16 e 8.17):

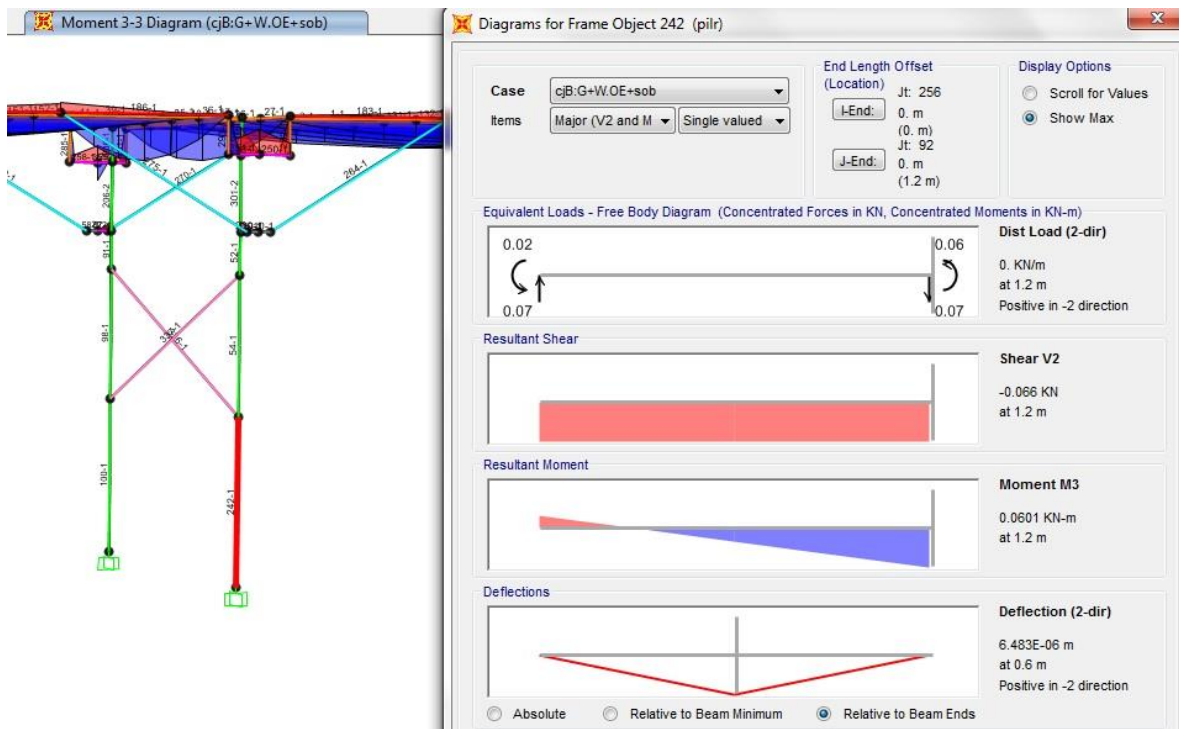


Fig. 8.16 - Diagrama de momento em z no plano X-Z

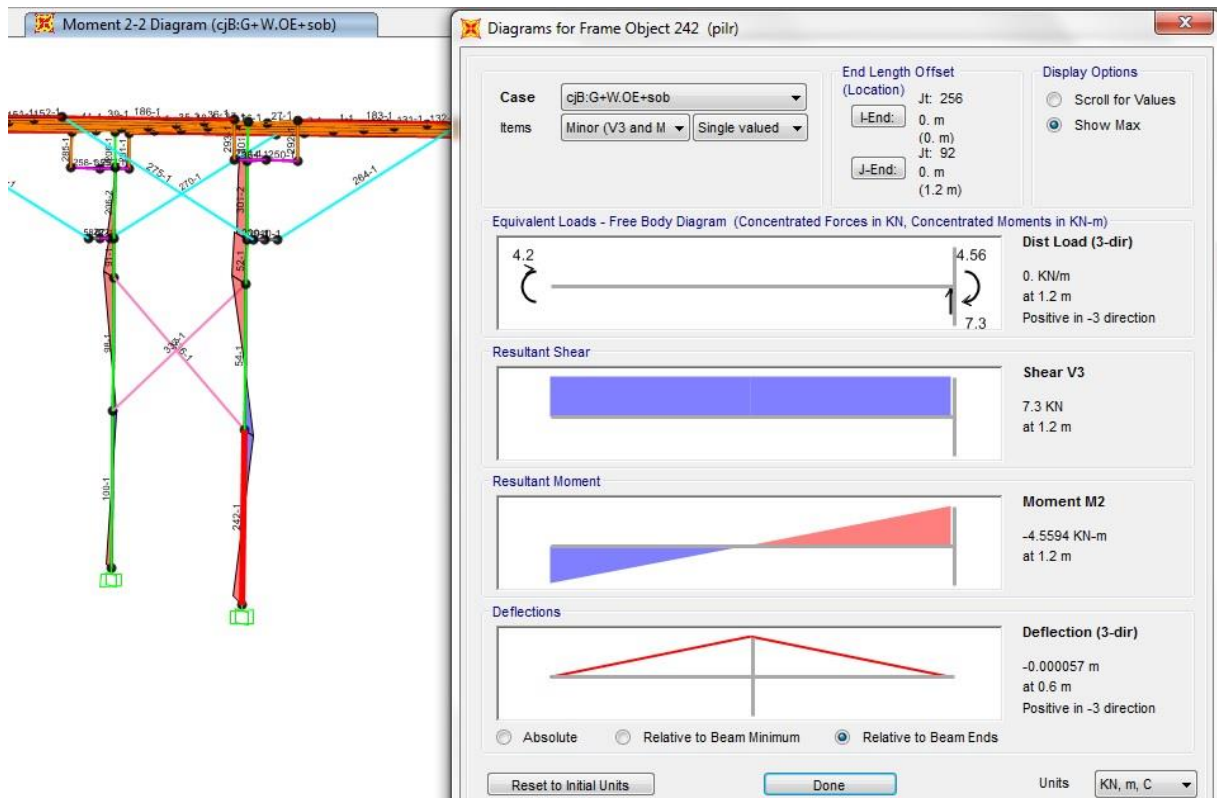


Fig. 8.17 - Diagram de momento em y no plano X-Z

$$ME_{dy} = 4,5594 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,0601 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{4,5594 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 7,963 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,0601 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,105 \text{ N/mm}^2$$

E no plano Y-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.18 e 8.19):

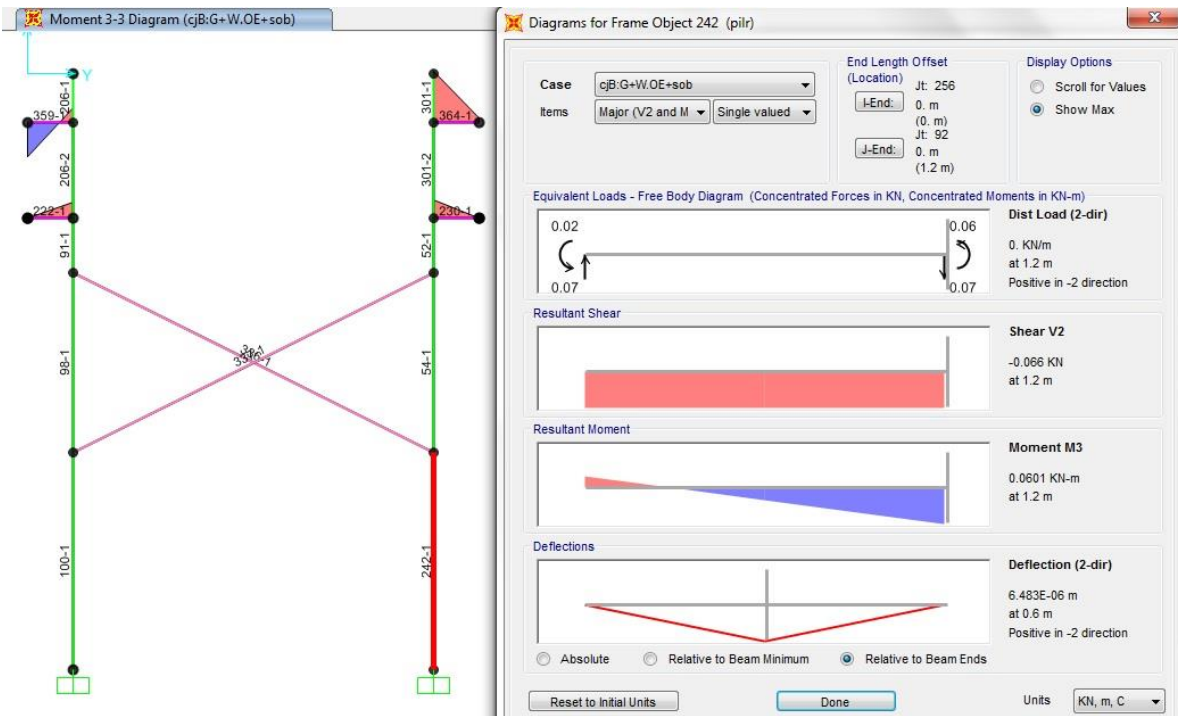


Fig. 8.18 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z

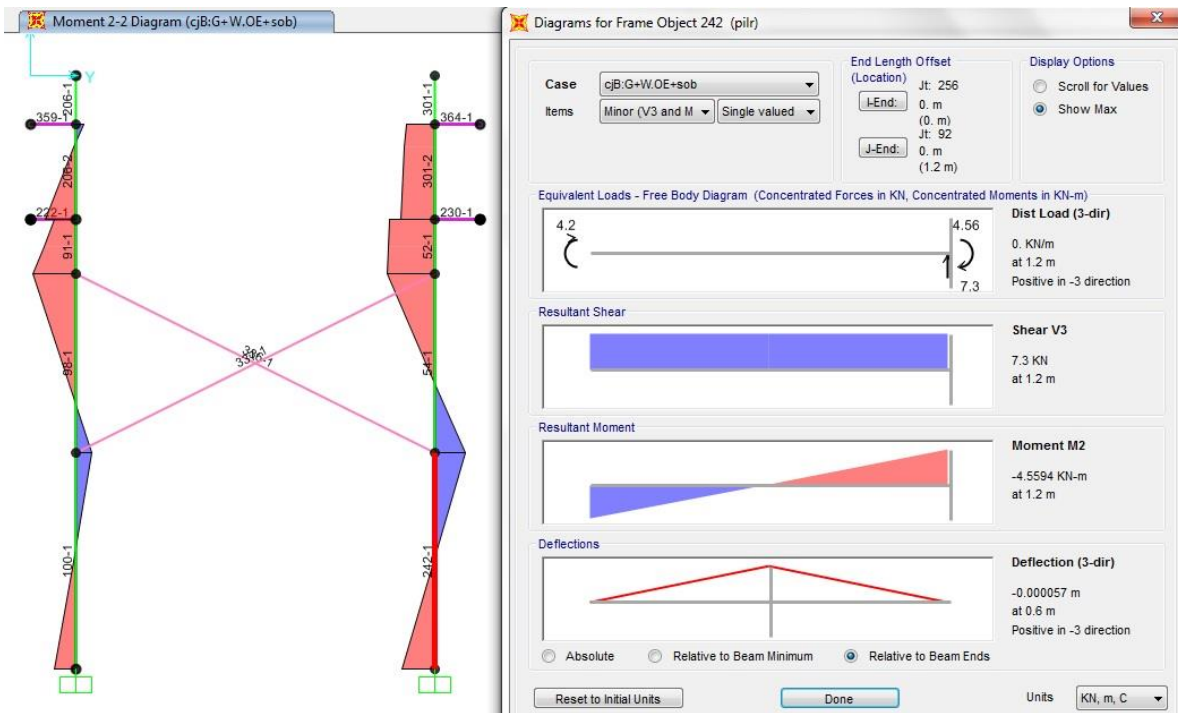


Fig. 8.19 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z

$$ME_{dy} = 4,5594 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,0601 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{4,5594 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 7,963 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,0601 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,105 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m = 1,0$ .

De acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obteve-se os seguintes resultados para a verificação de segurança à encurvadura:

$$\frac{2,856}{1,017 \times 11,307} + \frac{7,963}{12,923} + 1 \times \frac{0,105}{12,923} = 0,887 \leq 1$$

$$\frac{2,856}{0,961 \times 11,307} + 1 \times \frac{7,963}{12,923} + \frac{0,105}{12,923} = 0,873 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à compressão da coluna.

### **Verificação de segurança ao corte**

Optou-se pela verificação no pilar mais condicionante no plano X-Z (pilar 65), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver fig. 8.20):

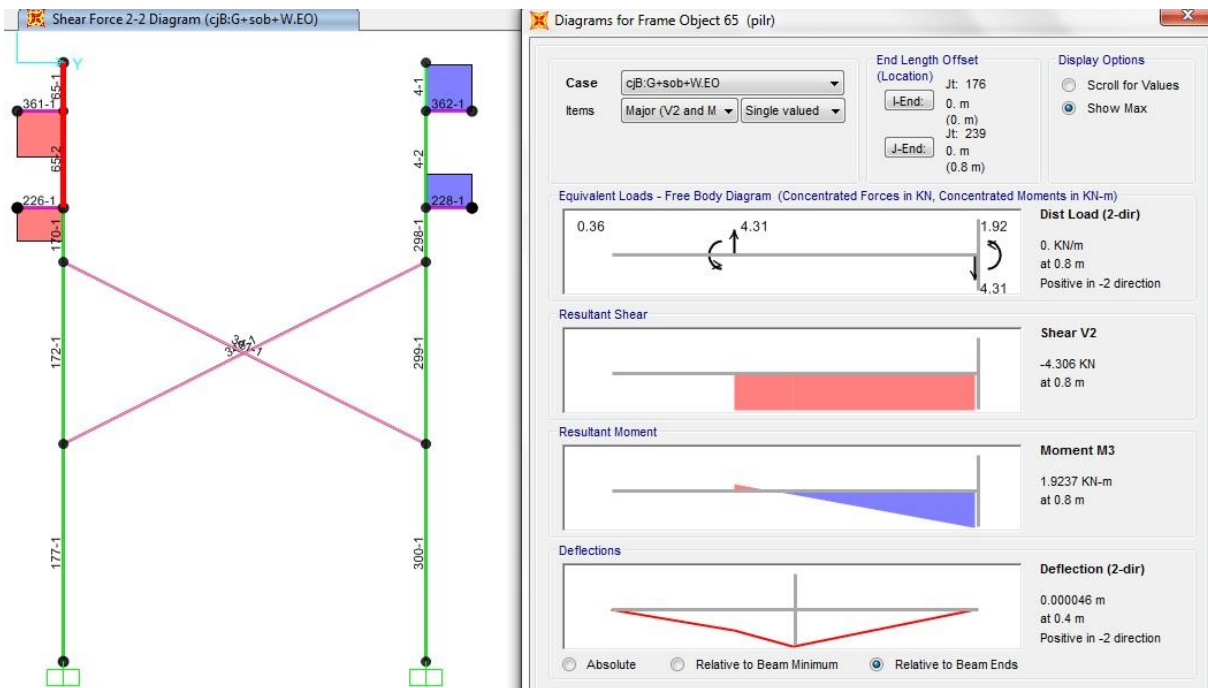


Fig. 8.20 - Diagrama do esforço transverso em y no plano X-Z

$$VE_{dy} = 4,306 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{4}{3} \times \frac{4306}{\pi \times 90^2} = 0,226 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,7}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Para a verificação de segurança ao corte, segundo a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado:

$$0,226 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança ao corte no pilar 65.

Considerou-se a verificação no pilar mais condicionante no plano Y-Z (pilar 91), com combinação cjB:g+sob+W.OE.

Para o plano Y-Z de modo a realizar a verificação de segurança ao corte, foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transverso (ver fig. 8.21):

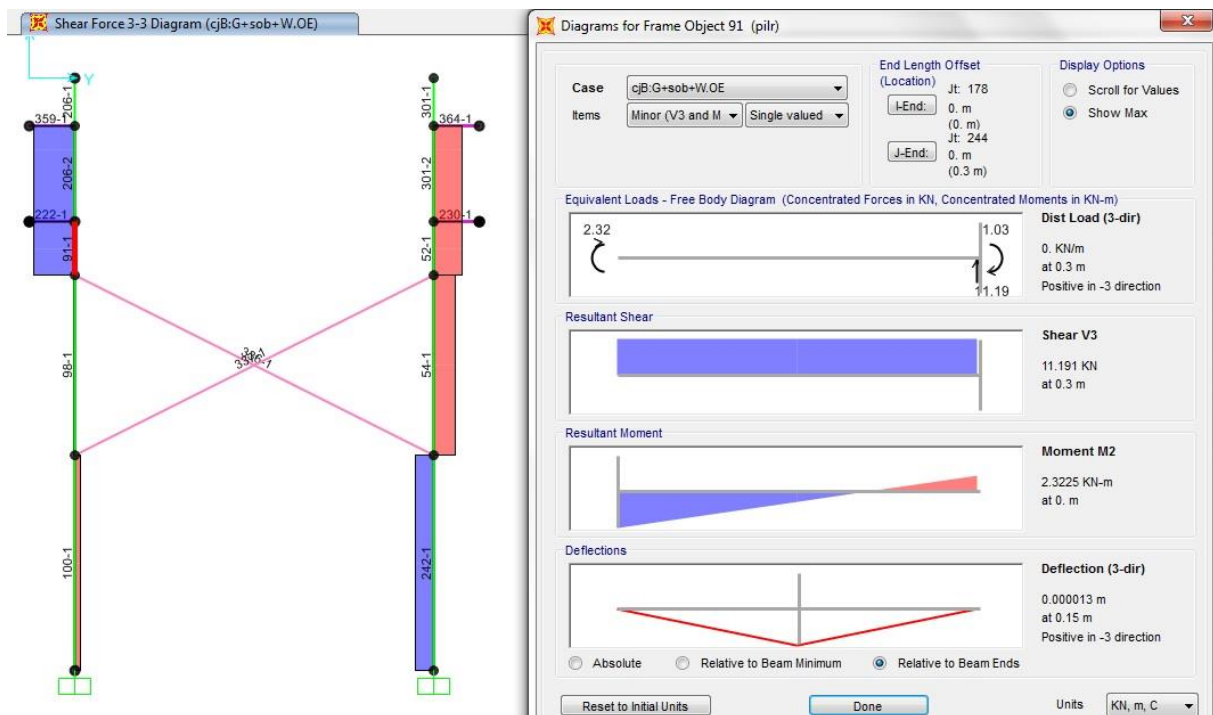


Fig. 8.21 - Diagrama do esforço transversal em z no plano Y-Z

$$VE_{dz} = 11,191 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{4}{3} \times \frac{11191}{\pi \times 90^2} = 0,586 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,7}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Assim para a avaliação de segurança ao corte para o pilar no plano Y-Z, segundo a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado:

$$0,586 \leq 1,346$$

Assim, o pilar cumpre a verificação ao corte.

## Modelo 2

### Verificação da segurança à flexão – Longarinas

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 121), com combinação CjB:g+sob+WEO.

Efetuu-se o cálculo da resistência à flexão de acordo com o EC5-1-1 (§2.4.3(1)):

Em que:

O valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de seção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,3} = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

Foram determinados os valores dos momentos fletores das longarinas no programa SAP2000 (ver Fig. 8.22 e 8.23):

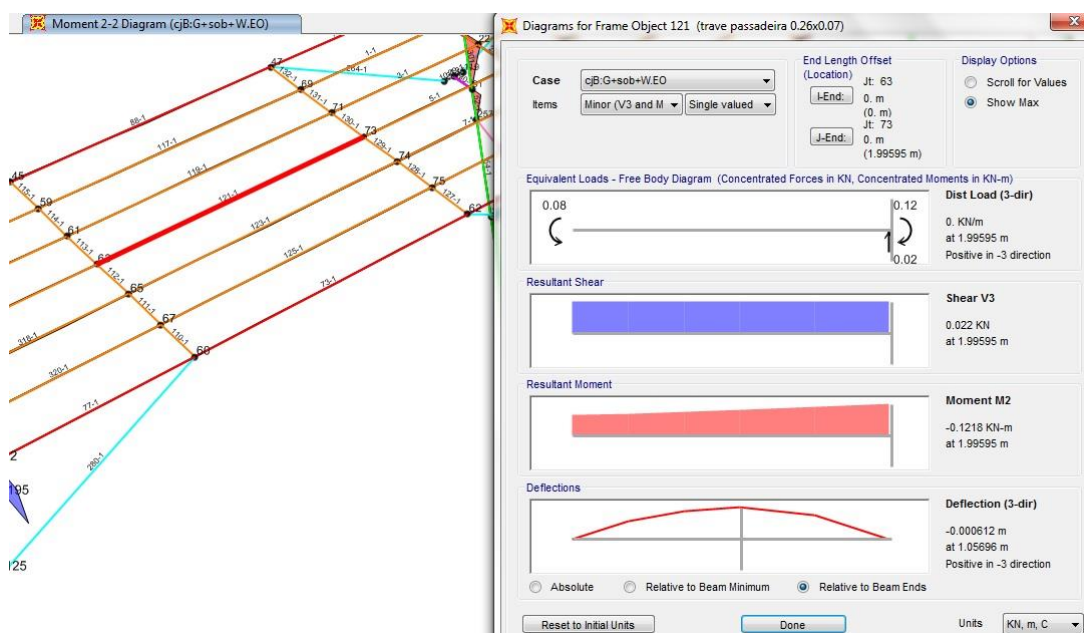


Fig. 8.22 - Diagrama de momento em y

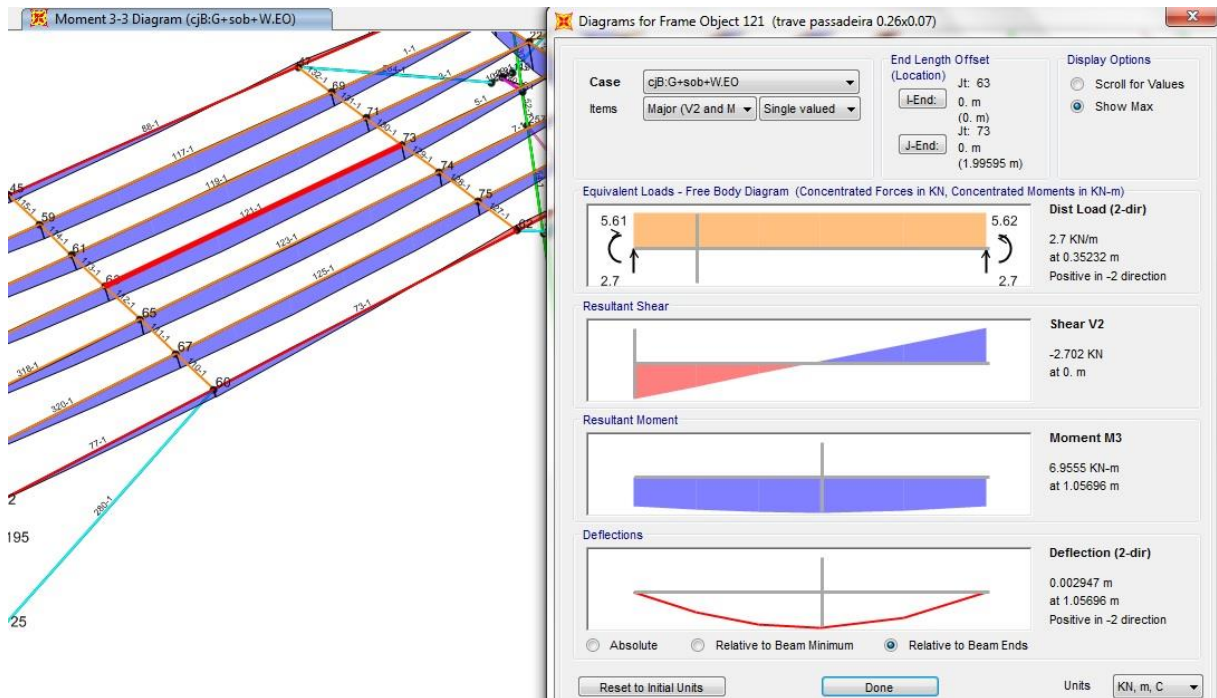


Fig. 8.23 - Diagrama de momento em z

$$ME_{dy}=0,1018 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz}=6,955 \text{ kNm}$$

De seguida determinaram-se os valores das tensões atuantes:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,1007 \times 10^6 \times 6}{70^2 \times 260} = 0,479 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{6,9593 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 70} = 8,819 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

De acordo com as expressões (4.5) e (4.6) foram obtidos os seguintes resultados para a avaliação de segurança à flexão simples:

$$\frac{0,479}{12,923} + 0,7 \times \frac{8,819}{12,923} = 0,515 < 1$$

$$0,7 \times \frac{0,479}{12,923} + \frac{8,819}{12,923} = 0,7083 < 1$$

Logo, verifica a verificação à flexão simples nas longarinas.



### Verificação da segurança à flexão – Carlingas

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 80), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Efetuu-se o cálculo da resistência à flexão de acordo com o EC5-1-1 (§2.4.3(1)):

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,3} = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{t,0,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 14}{1,3} = 7,538 \text{ N/mm}^2$$

De seguida são apresentados os valores obtidos dos momentos fletores e esforço axial (ver Fig. 8.25, 8.26 e 8.27):

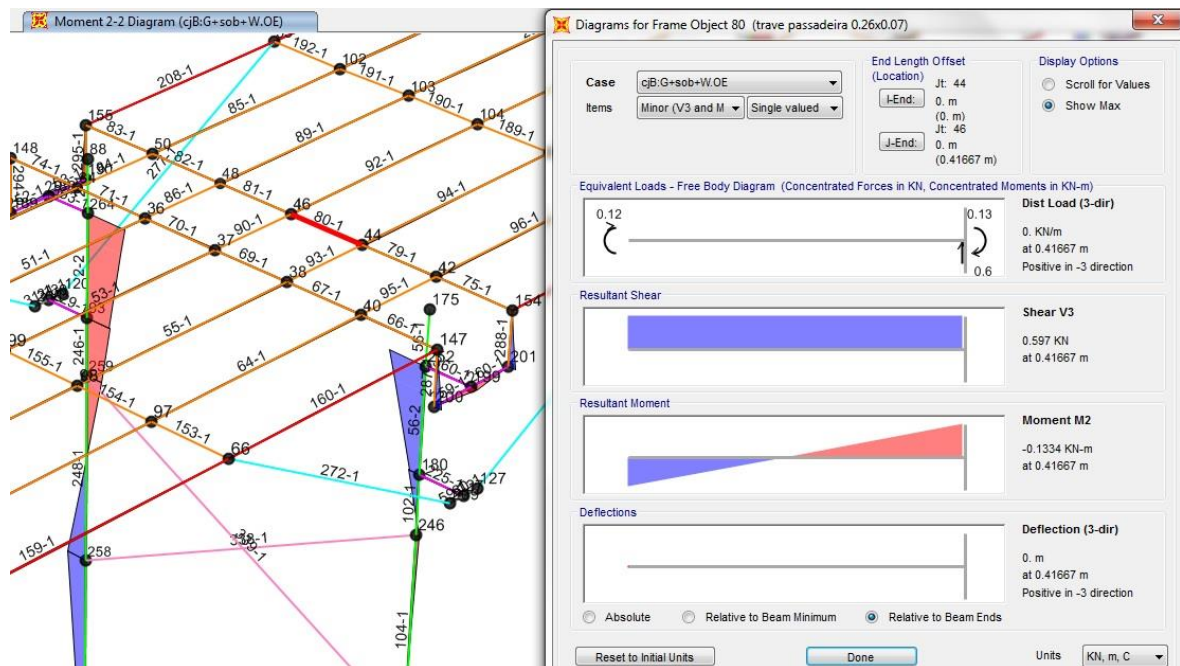


Fig. 8.25 - Diagrama de momento em y

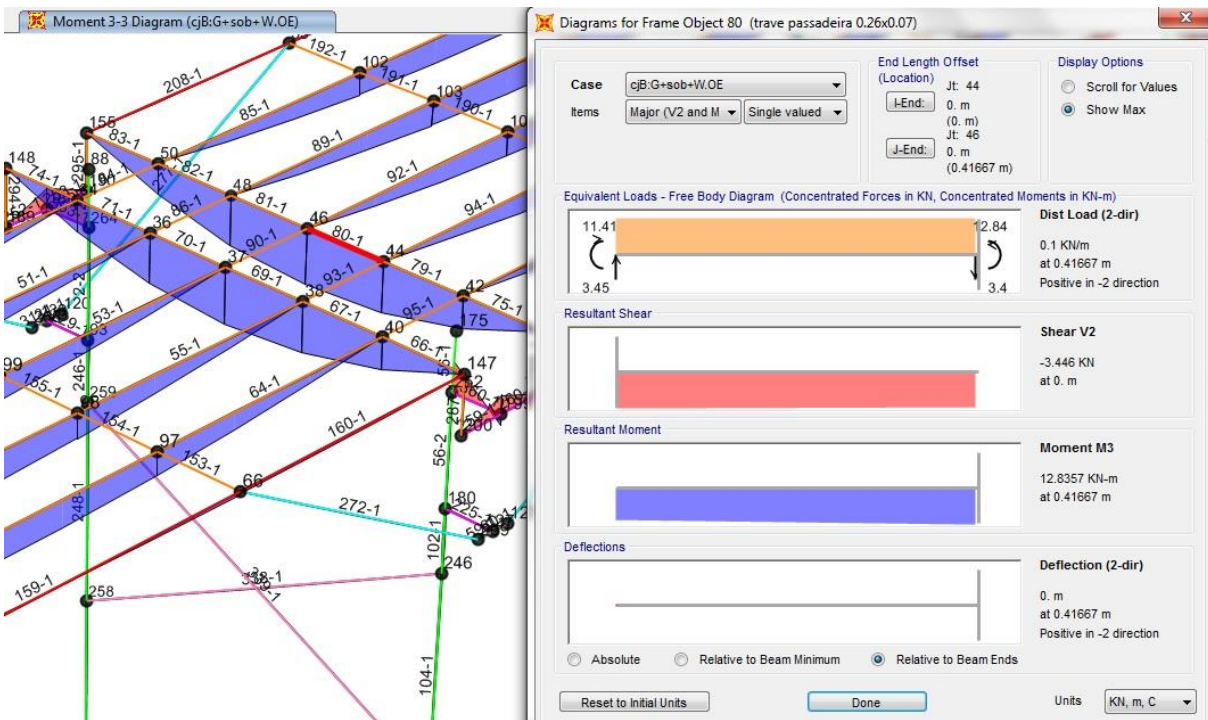


Fig. 8.26 - Diagrama de momento em z

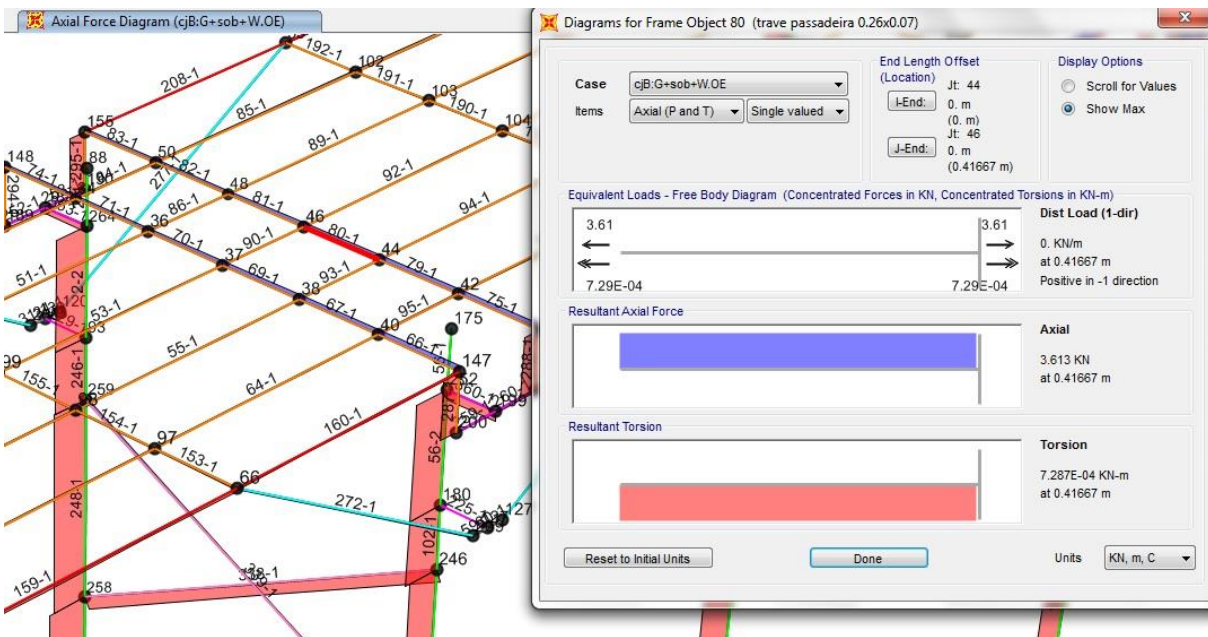


Fig. 8.27 - Diagrama de esforço axial

ME<sub>dy</sub>=0,1335 kNm  
 ME<sub>dz</sub>=12,8357 kNm  
 NE<sub>d</sub>=3,256 kN

Foram efetuados cálculos das tensões:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,1335 \times 10^6 \times 6}{70^2 \times 260} = 0,629 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{12,8357 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 70} = 16,275 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{3,256 \times 10^3}{260 \times 70} = 0,179 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

Segundo as expressões (4.5) e (4.6) para a avaliação de segurança à flexão composta à tração, foram obtidos os seguintes resultados :

$$\frac{0,179}{7,538} + \frac{0,629}{12,923} + 0,7 \times \frac{16,275}{12,923} = 0,953 < 1$$

$$\frac{0,179}{7,538} + 0,7 \times \frac{0,629}{12,923} + \frac{16,275}{12,923} = 1,317 > 1$$

Portanto, não cumpre a verificação à flexão composta à tração.

### **Verificação de segurança ao corte**

Considerou-se a verificação na viga mais condicionante (viga 36), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver Fig. 8.28):

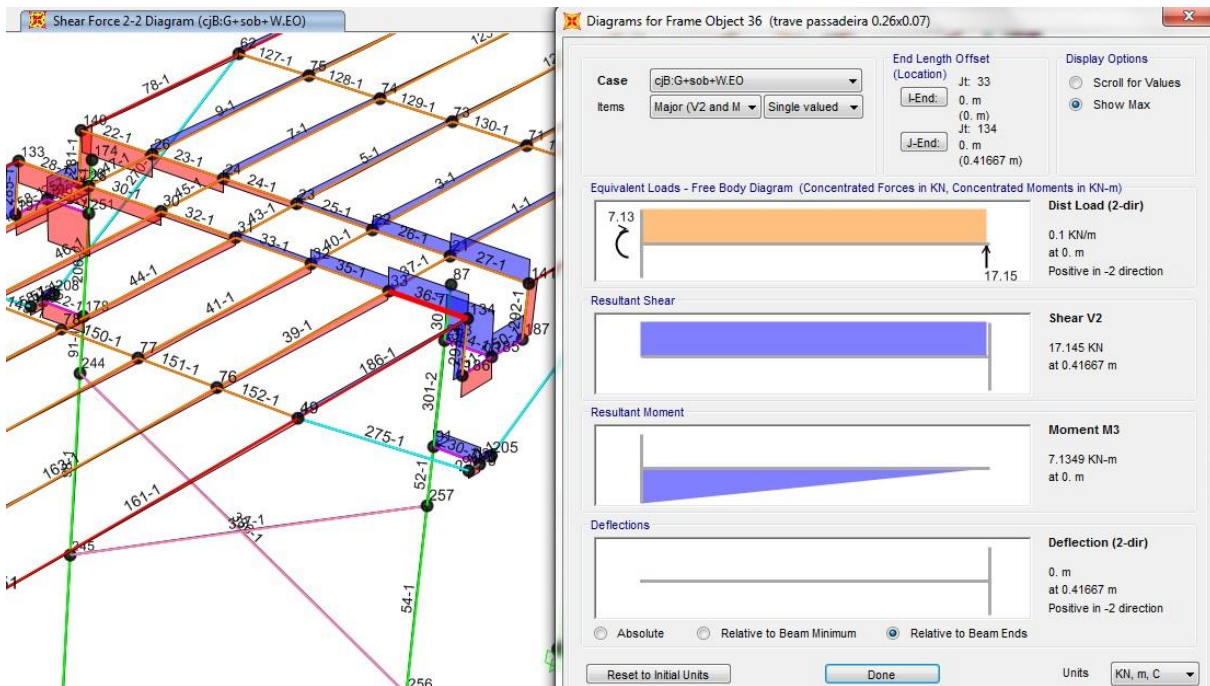


Fig. 8.28 - Diagrama do esforço transversal em y

$$VE_{dy} = 17,145 \text{ kN}$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,67 \times 70 = 47 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{17,145 \times 10^3}{260 \times 47} = 2,109 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,70}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Conforme a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado para a verificação ao esforço transversal da carlinga:

$$2,109 \geq 1,346$$

Logo, as carlingas não verificam ao corte.

### Verificação de segurança à encurvadura

Para o plano X-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z (ver Fig. 8.29 e 8.30) :

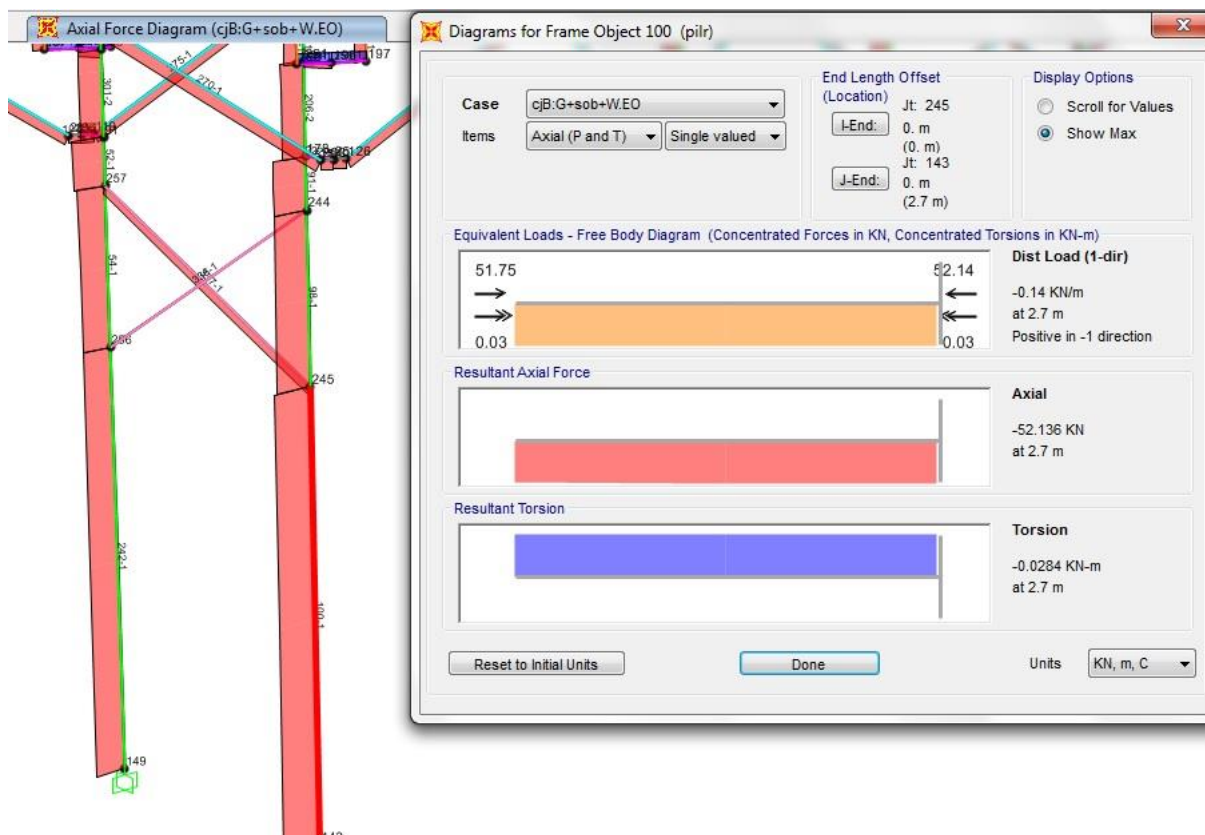


Fig. 8.29 - Diagrama de esforço axial

$N_{Ed} = 52,136 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{52136}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 4,098 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cjB:g +sob+WEO.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

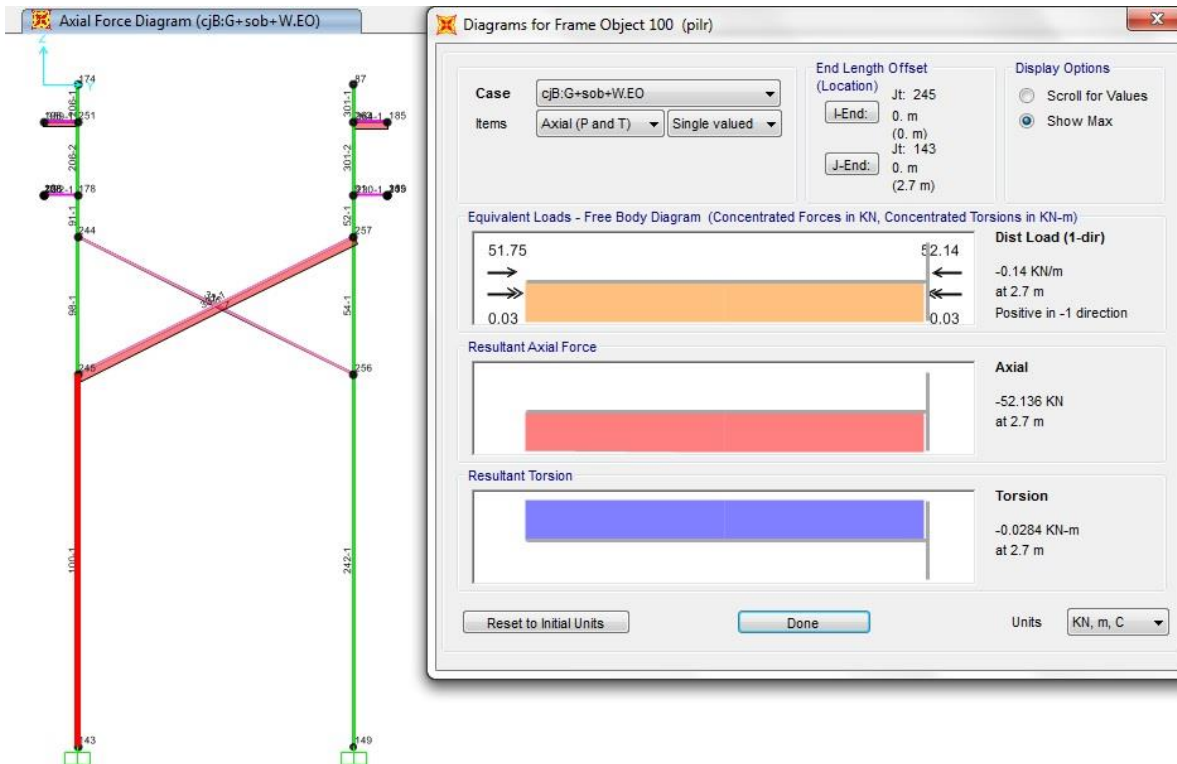


Fig. 8.30 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=52,136 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{52136}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 4,098 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,307 \text{ N/mm}^2$$

### Momento de inercia e raio de giração:

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 90^4 = 5,1529 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{0,5} = \left(\frac{5,1529 \times 10^7}{\frac{\pi \times 90^2}{2}}\right)^{0,5} = 63,639 \text{ mm}$$

### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vy} = 0,7 \times 2700 = 1890 \text{ mm}$$

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vz} = 0,7 \times 4000 = 2800 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1890}{63,639} = 29,698$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{2800}{63,639} = 43,998$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{27,499}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,5$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{43,998}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,741$$

Neste caso como ambas as esbeltezas relativas são superiores a 0,3, então segundo o EC5-1-1, deve-se calcular a verificação à encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$  , para madeira maciça.

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,5 - 0,3) + 0,5^2) = 0,645$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,741 - 0,3) + 0,741^2) = 0,819$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,645 + \sqrt{0,645^2 - 0,5^2}} = 0,95$$



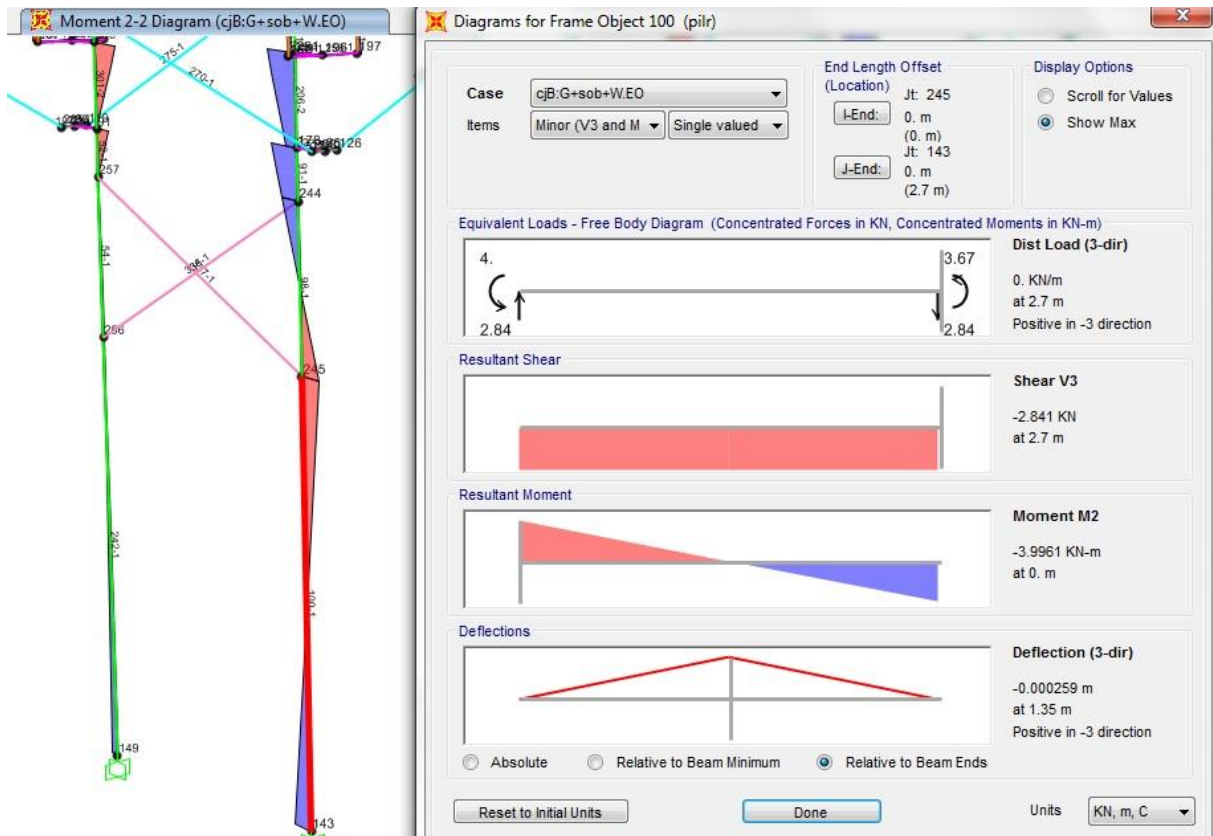


Fig. 8.32 - Diagram de momento em y no plano X-Z

$$ME_{dy} = 3,6742 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,1477 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{3,6742 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 6,417 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,1477 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,258 \text{ N/mm}^2$$

E no plano Y-Z os valores dos momentos são (ver fig. 8.33 e 8.34):

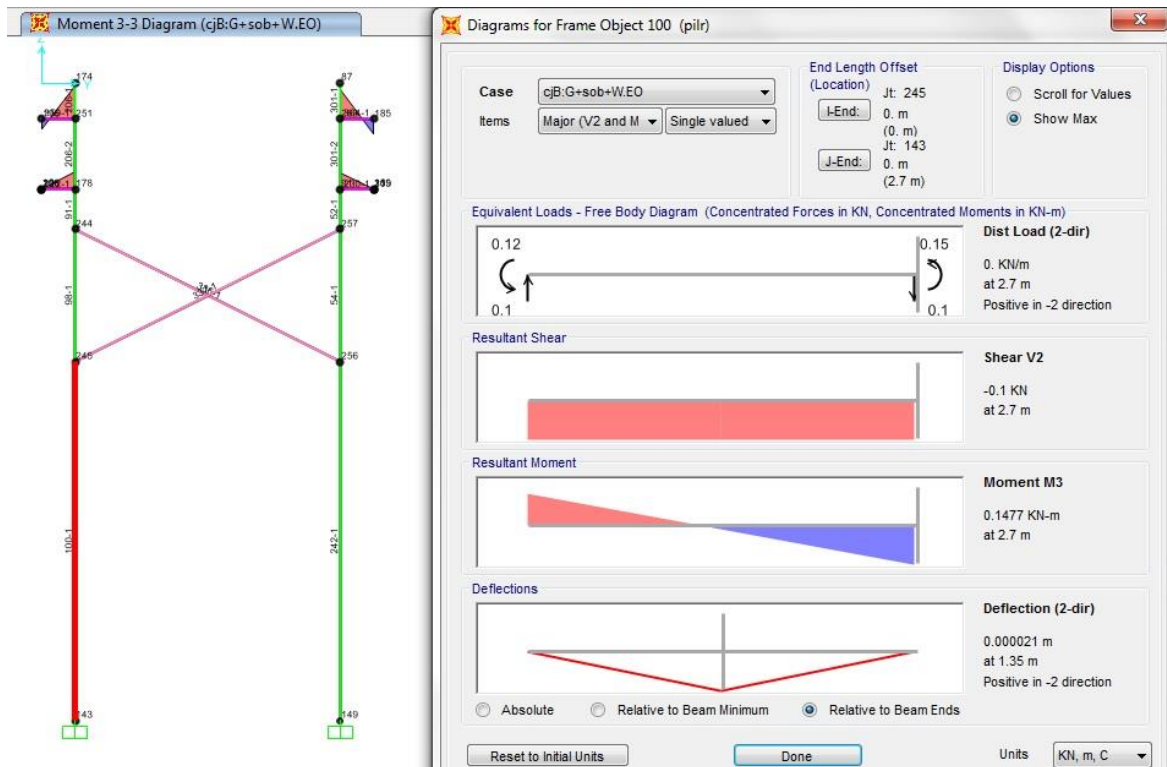


Fig. 8.33 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z

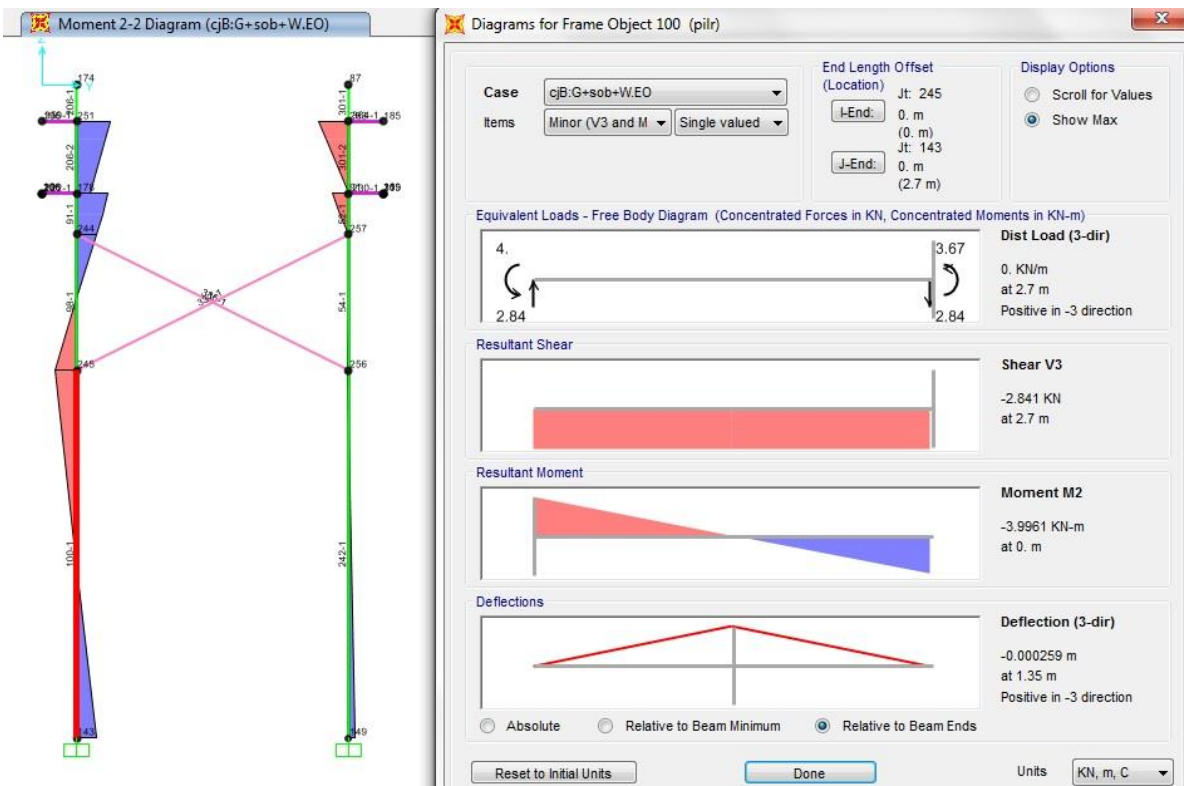


Fig. 8.34 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z

$$MEdy = 3,674 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,147 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{3,674 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 6,417 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,147 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,257 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m = 1,0$ .

Para determinar a verificação à encurvadura, foram utilizadas as expressões (4.16) e (4.17), pelo qual obtiveram-se os seguintes resultados:

$$\frac{4,098}{0,95 \times 11,307} + \frac{6,417}{12,923} + 1 \times \frac{0,258}{12,923} = 0,939 \leq 1$$

$$\frac{4,098}{0,857 \times 11,307} + 1 \times \frac{6,417}{12,923} + \frac{0,257}{12,923} = 0,898 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à compressão da coluna.

Para o plano X-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cjb:g+WOE+sob.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z (ver Fig. 8.35 e 8.36):

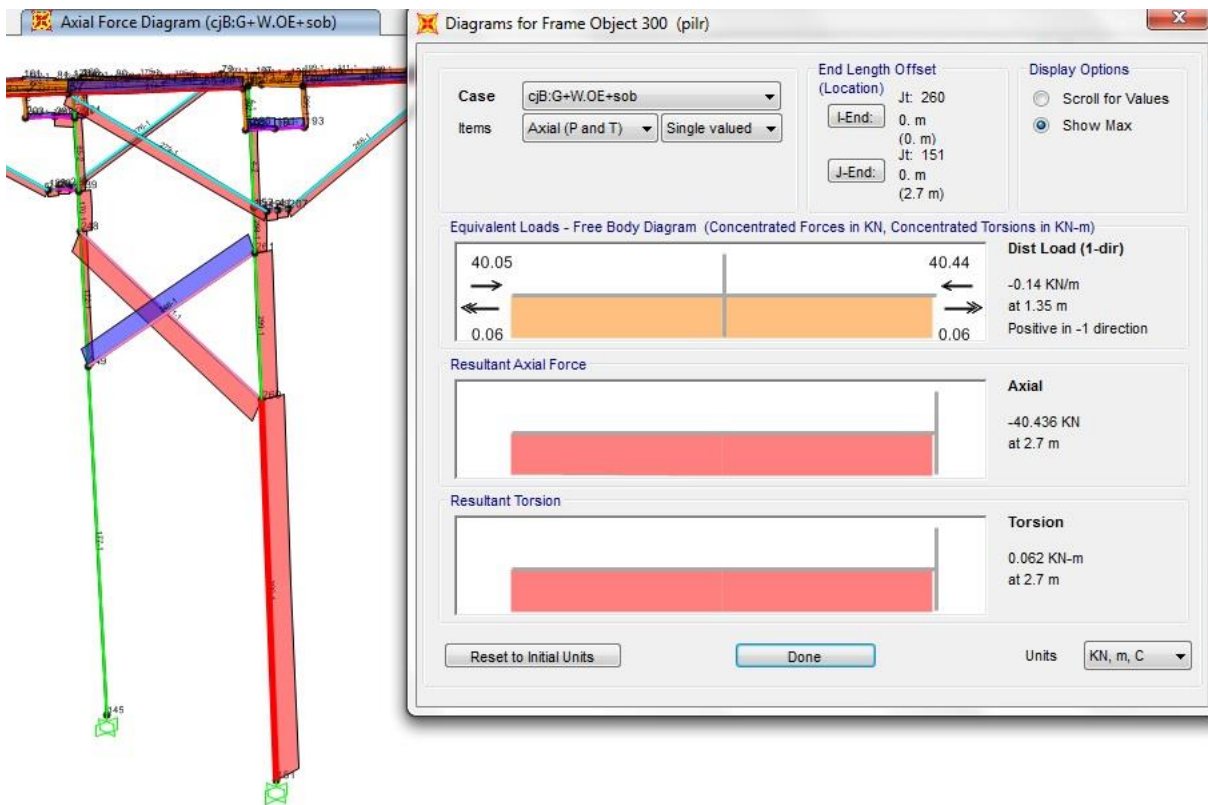


Fig. 8.35 - Diagrama de esforço axial

$N_{Ed} = 40,436 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{40436}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 3,178 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cjB:g + WOE+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

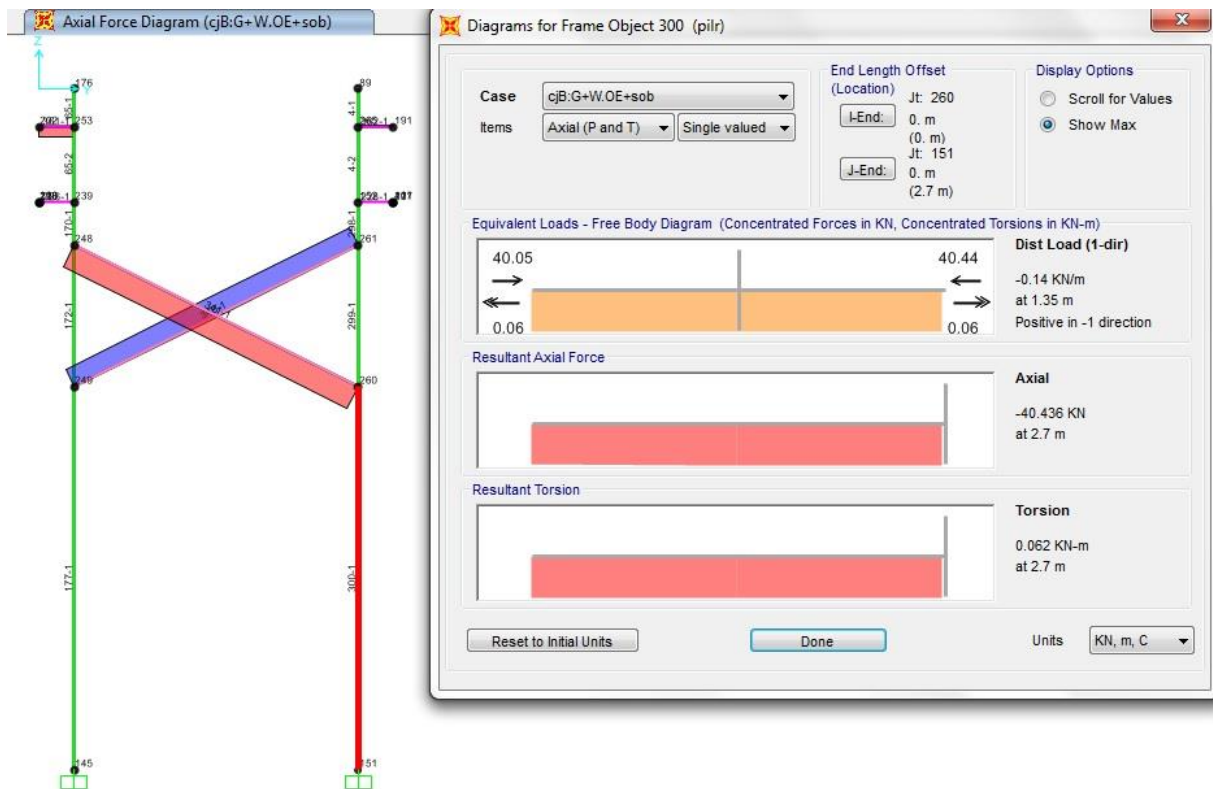


Fig. 8.36 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=40,415 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{40415}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 3,176 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,307 \text{ N/mm}^2$$

### Momento de inercia e raio de giração:

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 90^4 = 5,1529 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = \left( \frac{5,1529 \times 10^7}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} \right)^{0,5} = 63,639 \text{ mm}$$

### Comprimento de encurvadura:

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vy} = 0,7 \times 2700 = 1890 \text{ mm}$$

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vz} = 0,7 \times 4000 = 2800 \text{ mm}$$

### Esbelteza

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1890}{63,639} = 29,698$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{2800}{63,639} = 43,998$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{27,499}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,5$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{43,998}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,741$$

Como ambas as esbeltezas relativas são superiores a 0,3, então de acordo com o EC5-1-1, deve-se fazer a verificação à encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça. Então:

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,5 - 0,3) + 0,5^2) = 0,645$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,741 - 0,3) + 0,741^2) = 0,819$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,645 + \sqrt{0,645^2 - 0,5^2}} = 0,95$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,819 + \sqrt{0,819^2 - 0,741^2}} = 0,857$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 90^3}{4} = 5,725 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.37 e 8.38):

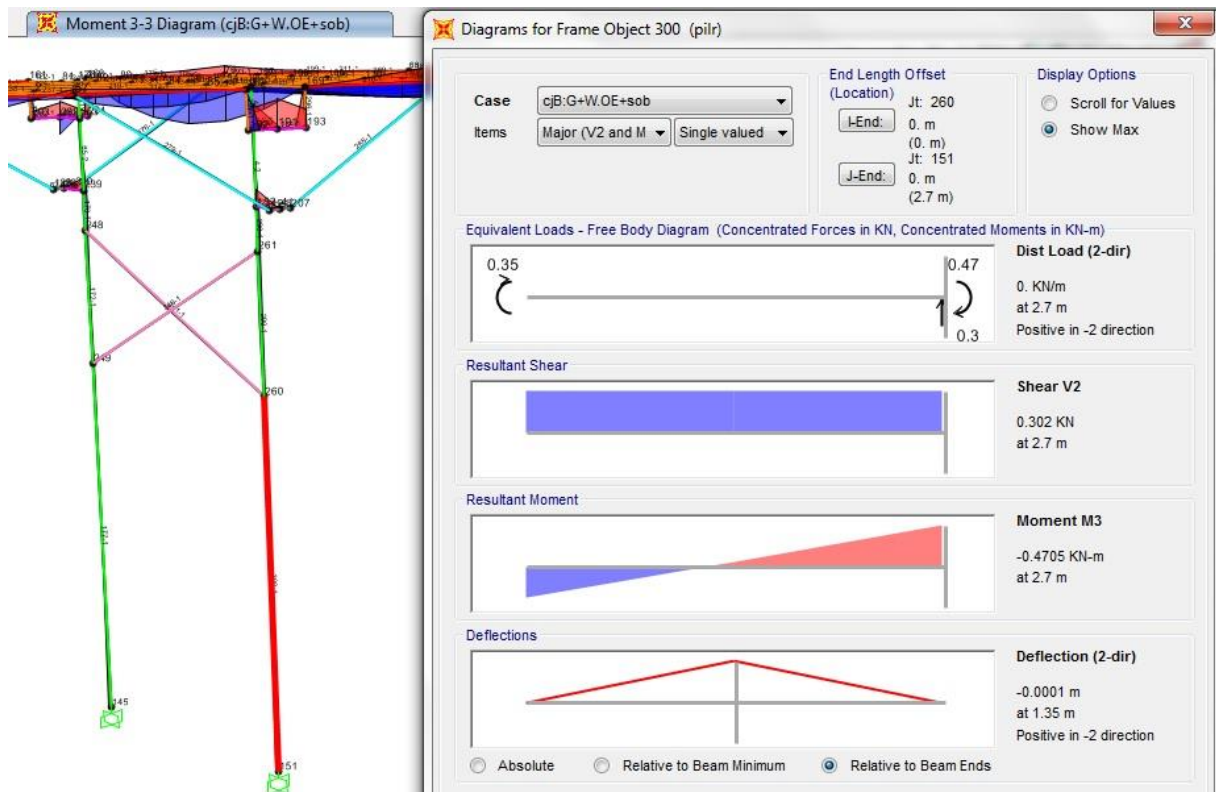


Fig. 8.37 - Diagrama de momento em z no plano X-Z

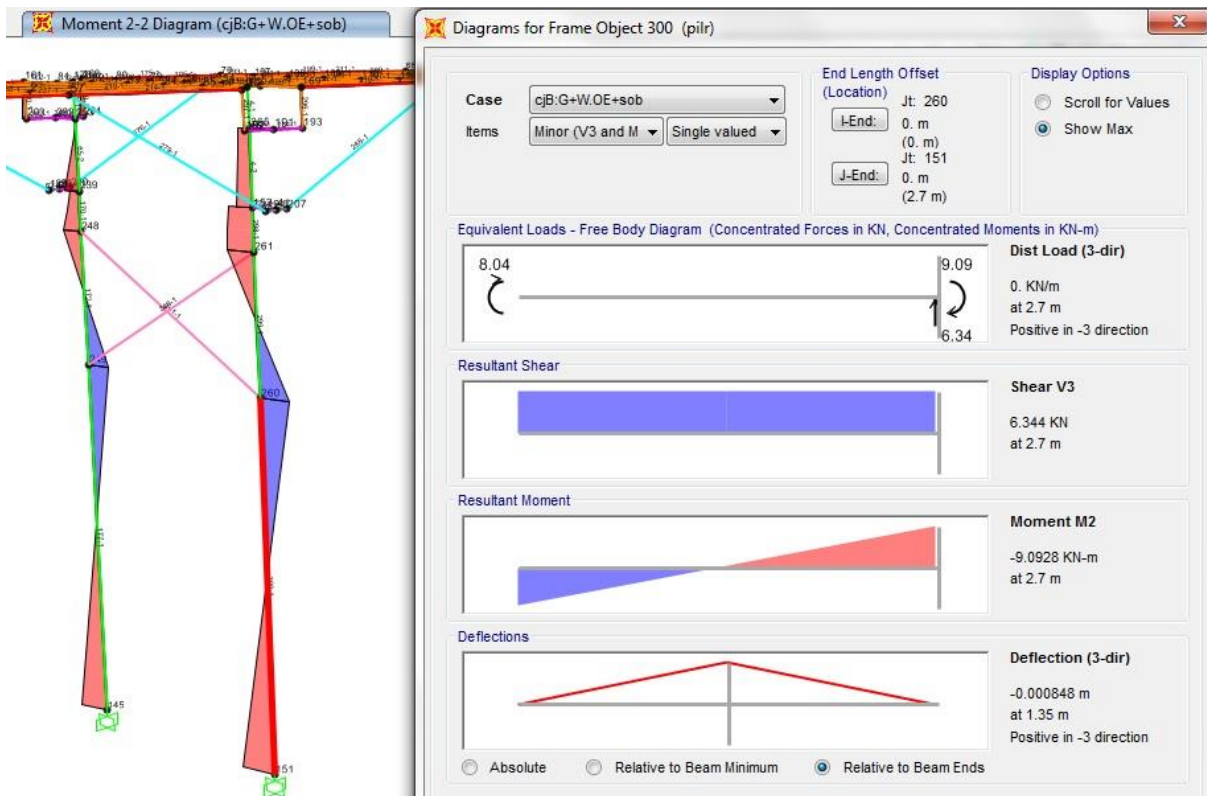


Fig. 8.38 - Diagram de momento em y no plano X-Z

$$ME_{dy} = 9,0928 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,4705 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{9,0928 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 15,881 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,4705 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,822 \text{ N/mm}^2$$

E no plano Y-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.39 e 8.40):

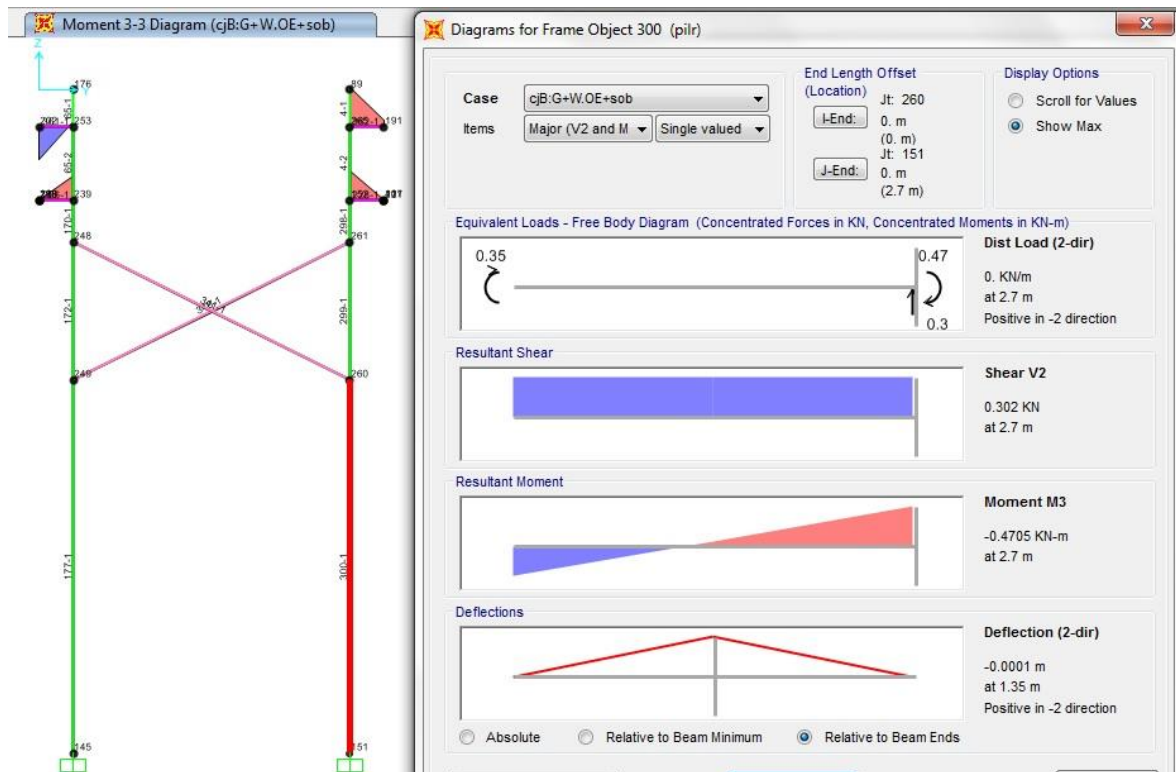


Fig. 8.39 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z

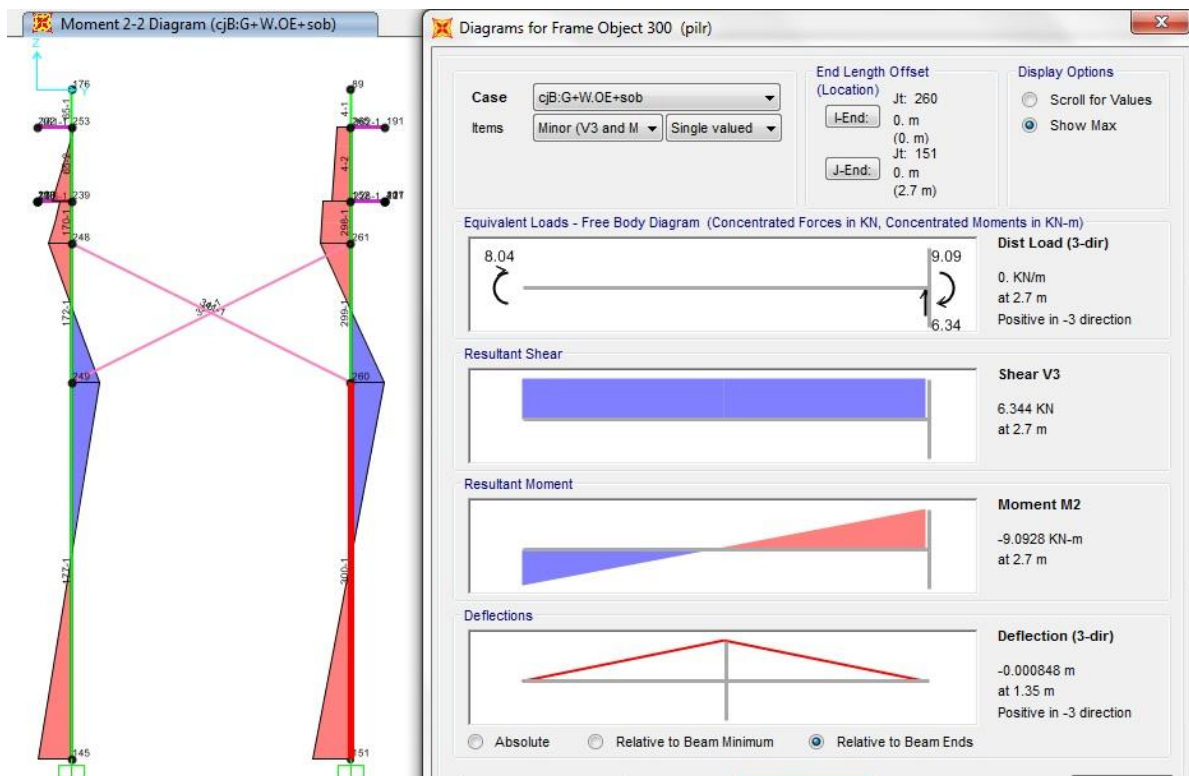


Fig. 8.40 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z

$$MEdy = 9,0936 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,4765 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{9,0936 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 15,882 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,4765 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,832 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m = 1,0$ .

Segundo as expressões (4.16) e (4.17) foram obtidos os seguintes resultados:

$$\frac{3,178}{0,95 \times 11,307} + \frac{15,882}{12,923} + 1 \times \frac{0,822}{12,923} = 1,62 \geq 1$$

$$\frac{3,176}{0,857 \times 11,307} + 1 \times \frac{15,882}{12,923} + \frac{0,832}{12,923} = 1,589 \geq 1$$

Logo, não verifica a segurança à compressão da coluna com a combinação em que a variável base é o vento.

### **Verificação de segurança ao corte**

Optou-se pela verificação no pilar mais condicionante no plano X-Z (pilar 68), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de média duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver Fig. 8.41):

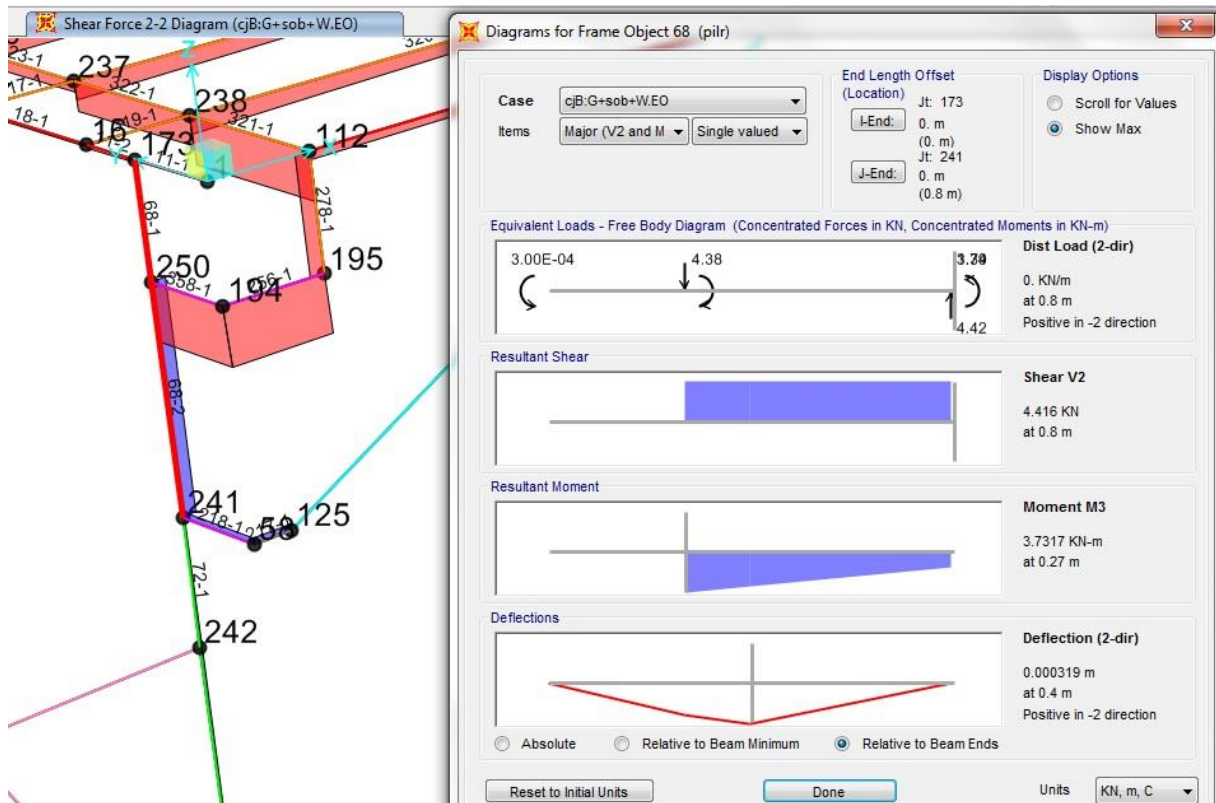


Fig. 8.41 - Diagrama do esforço transverso em y no plano X-Z

$$V_{E_d y} = 4,416 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{4}{3} \times \frac{4416}{\pi \times 90^2} = 0,231 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,7}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Conforme a expressão (4.11) foi obtido a seguinte resposta:

$$0,231 \leq 1,346$$

Portanto, verifica a segurança do pilar ao corte.

Considerou-se a verificação no pilar mais condicionante no plano Y-Z (pilar 299), com combinação cjB:g+WEO+sob.

Para o plano Y-Z de modo a realizar a verificação de segurança ao corte, foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transverso (ver Fig. 8.42):

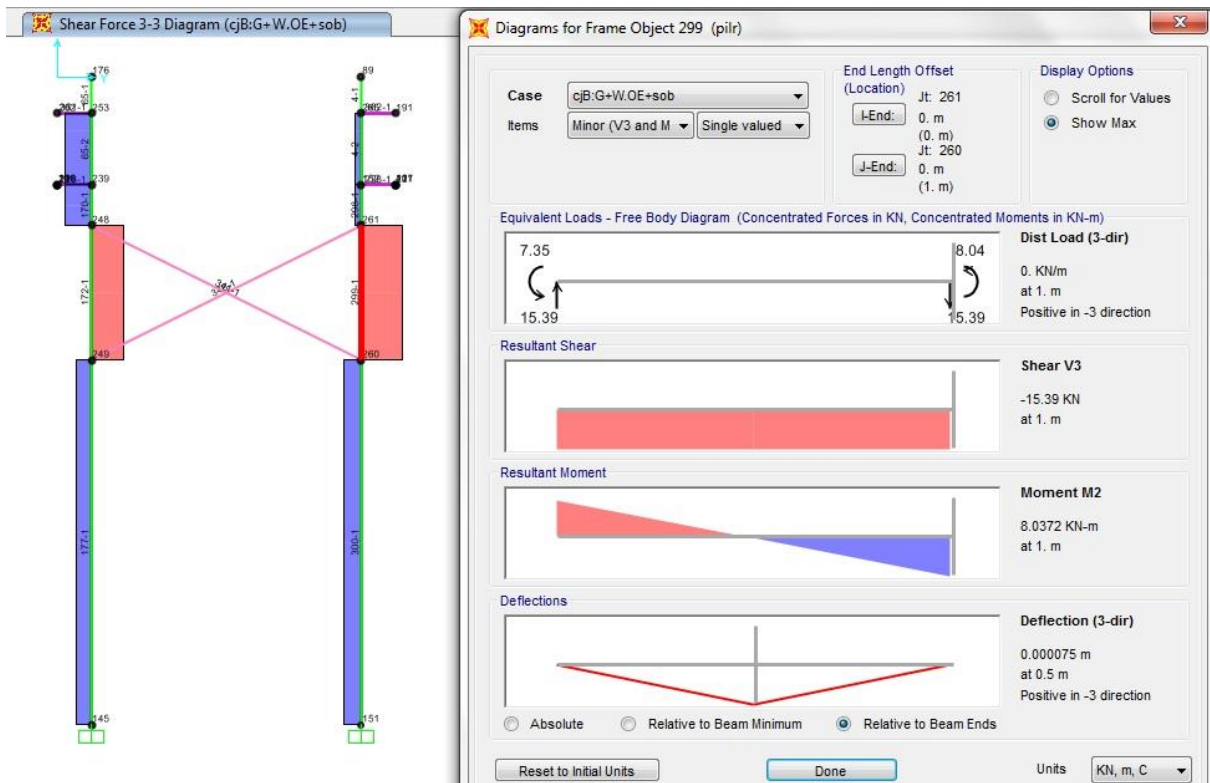


Fig. 8.42 - Diagrama do esforço transverso em z no plano Y-Z

$V_{Edy} = 15,39 \text{ kN}$

$$\tau_d = \frac{4}{3} \times \frac{15390}{\pi \times 90^2} = 0,806 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,7}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Para a verificação ao esforço transverso, é utilizada a expressão (4.11), obtendo o respetivo resultado:

$$0,806 \leq 1,346$$

Logo, verifica a segurança ao corte do pilar.

### Modelo 3

#### Verificação da segurança à flexão – Longarinas

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 121), com combinação CjB:g+sob+WEO.

Efetou-se o cálculo da resistência à flexão de acordo com o EC5-1-1 (§2.4.3(1)):

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,3} = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

Foram obtidos pelo programa SAP2000 o valor dos momentos flectores nas longarinas (ver Fig. 8.43 e 8.44):

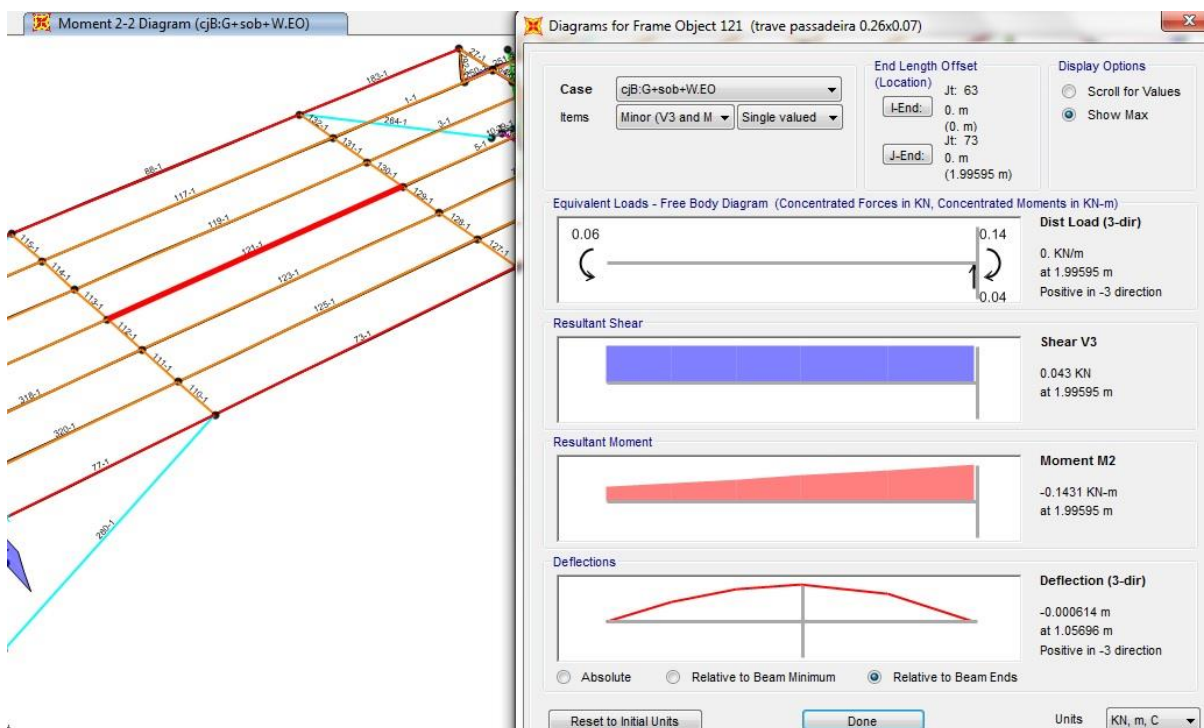


Fig. 8.43 - Diagrama de momento em y

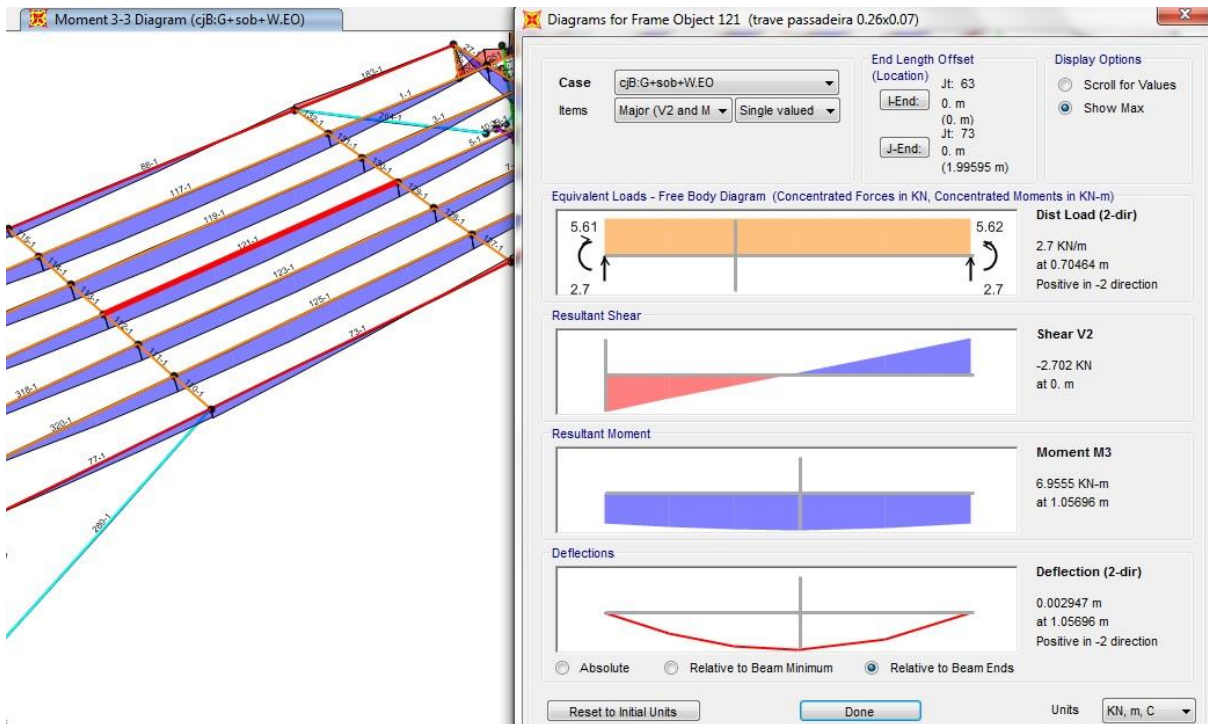


Fig. 8.44 - Diagrama de momento em z

$$ME_{dy}=0,1029 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz}=6,955 \text{ kNm}$$

Após a obtenção dos momentos fletores, foram calculadas as tensões atuantes de flexão:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,1029 \times 10^6 \times 6}{70^2 \times 260} = 0,485 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{6,9593 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 70} = 8,819 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

Segundo as expressões (4.5) e (4.6) foram atingidos os respetivos resultados:

$$\frac{0,485}{12,923} + 0,7 \times \frac{8,819}{12,923} = 0,515 < 1$$

$$0,7 \times \frac{0,485}{12,923} + \frac{8,819}{12,923} = 0,708 < 1$$

Assim, verifica à flexão simples.

### Verificação de segurança ao corte

Considerou-se a verificação na viga mais condicionante (viga 97), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transverso (ver Fig. 8.45):

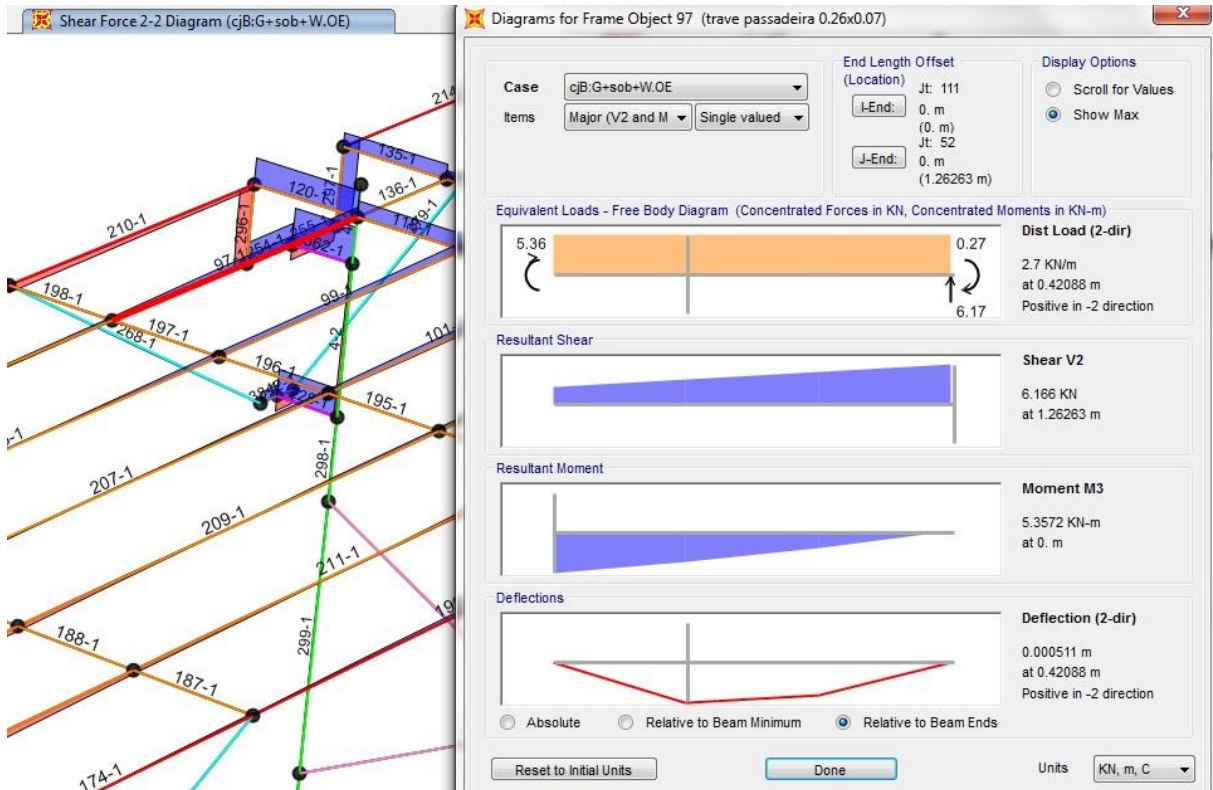


Fig. 8.45 - Diagrama do esforço transverso em y

$$V_{E_d} = 6,166 \text{ kN}$$

Para a determinação da tensão de corte atuante, o Eurocódigo 5-1-1/A1, cláusula 6.1.7(2) sugere o cálculo de uma largura efetiva, em que utiliza um fator redutor  $k_{cr}$ , que neste caso é 0,67 para madeira maciça.

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,67 \times 70 = 47 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{6166}{260 \times 47} = 0,758 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,70}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Conforme a expressão (4.11) obteve-se os respetivos resultados:

$$0,758 \leq 1,346$$

Logo, a verificação ao corte nas longarinas é cumprida.

### Verificação da segurança à flexão – Carlingas

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 33), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Em que:

O valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,3} = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{t,0,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 14}{1,3} = 7,538 \text{ N/mm}^2$$

De seguida foram obtidos os valores dos momentos fletores e esforço axial da carlinga (ver 8.46, 8.47 e 8.48):

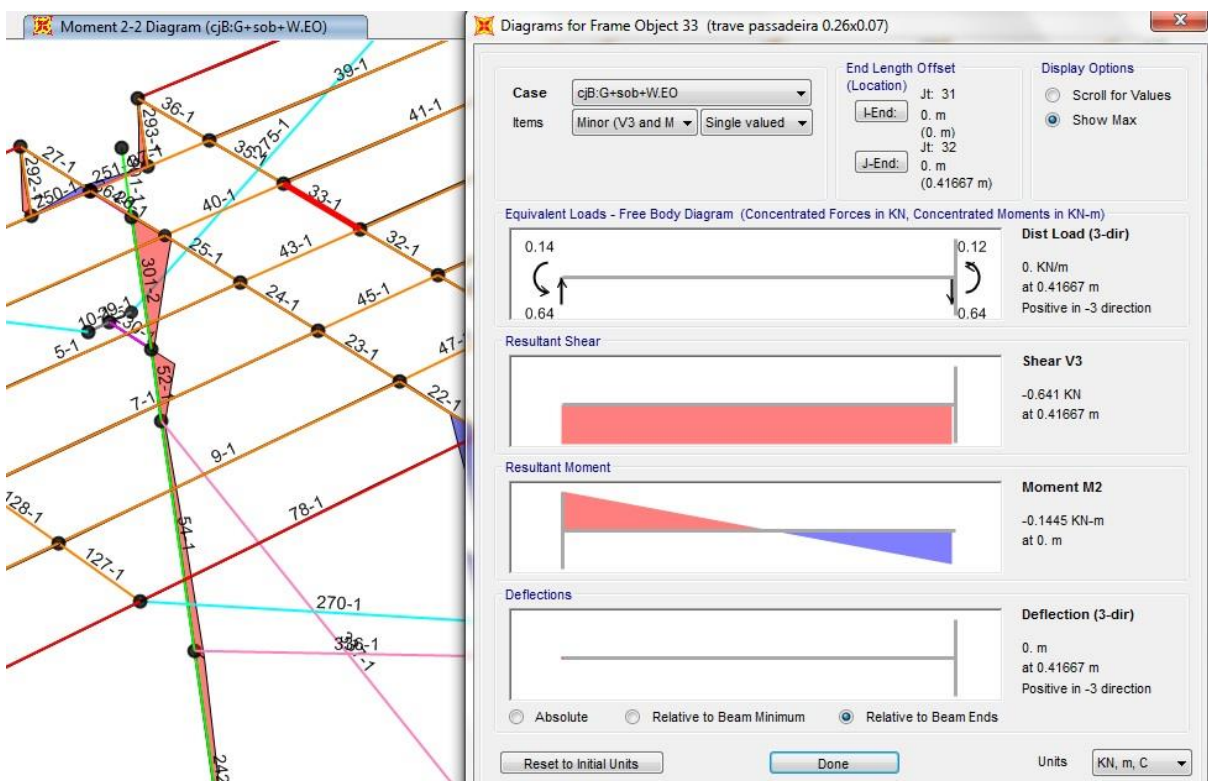


Fig. 8.46 - Diagrama de momento em y

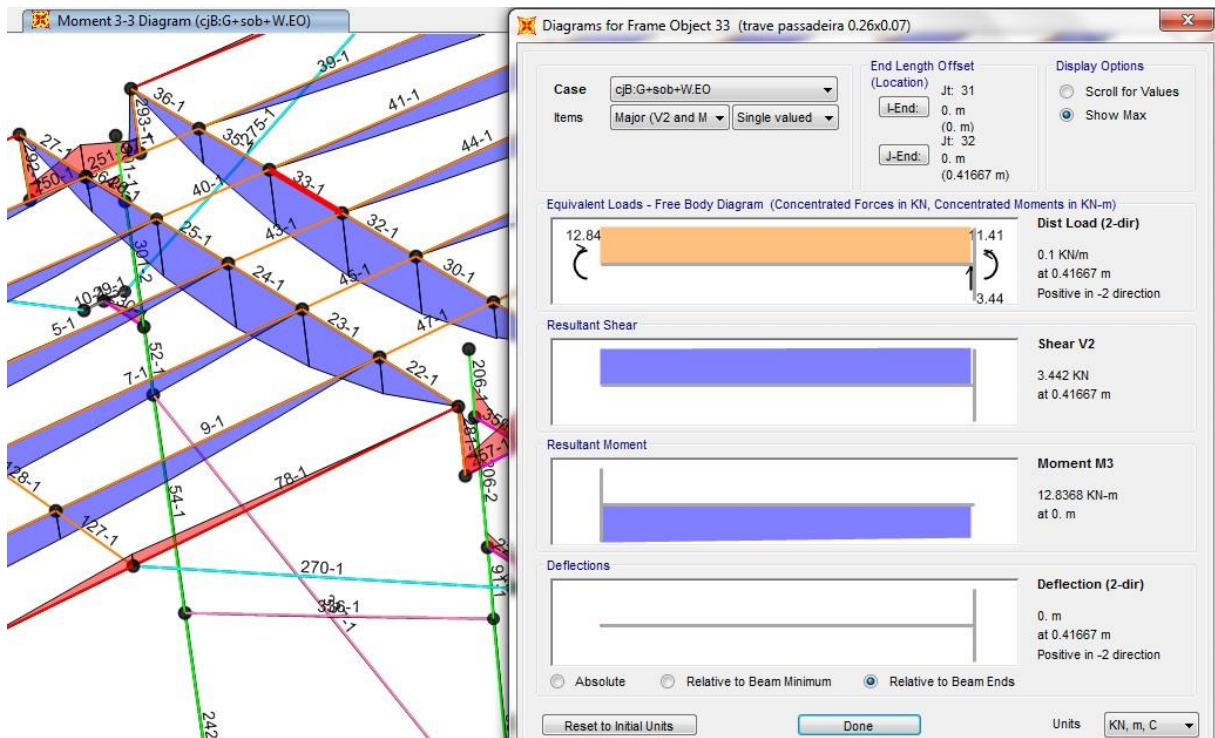


Fig. 8.47 - Diagrama de momento em z

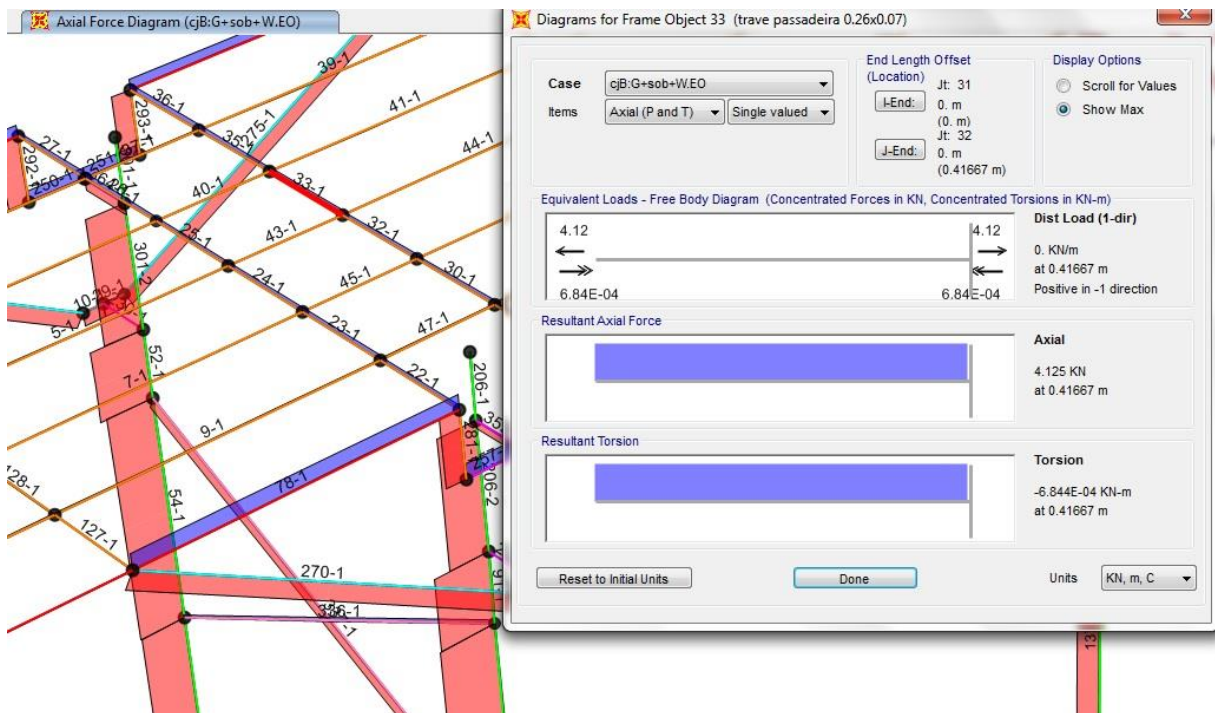


Fig. 8.48 - Diagrama de esforço axial

ME<sub>dy</sub>=0,144 kNm  
 ME<sub>dz</sub>=12,84 kNm  
 NE<sub>d</sub>=3,727 kN

Após a obtenção dos valores obtidos anteriormente, foram calculadas as tensões atuantes:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,144 \times 10^6 \times 6}{70^2 \times 260} = 0,678 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{12,84 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 70} = 16,281 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{3,727 \times 10^3}{260 \times 70} = 0,205 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$

De acordo com as expressões (4.7) e (4.8) foram obtidos os seguintes resultados para a avaliação de segurança à flexão composta:

$$\frac{0,205}{7,538} + \frac{0,678}{12,923} + 0,7 \times \frac{16,281}{12,923} = 0,961 < 1$$

$$\frac{0,205}{7,538} + 0,7 \times \frac{0,678}{12,923} + \frac{16,281}{12,923} = 1,323 > 1$$

Logo, as carlingas não cumprem a verificação à flexão composta à tração.

### **Verificação de segurança ao corte**

Considerou-se a verificação na viga mais condicionante (viga 36), com combinação cjb:g+sob+WEO.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver Fig. 8.49):

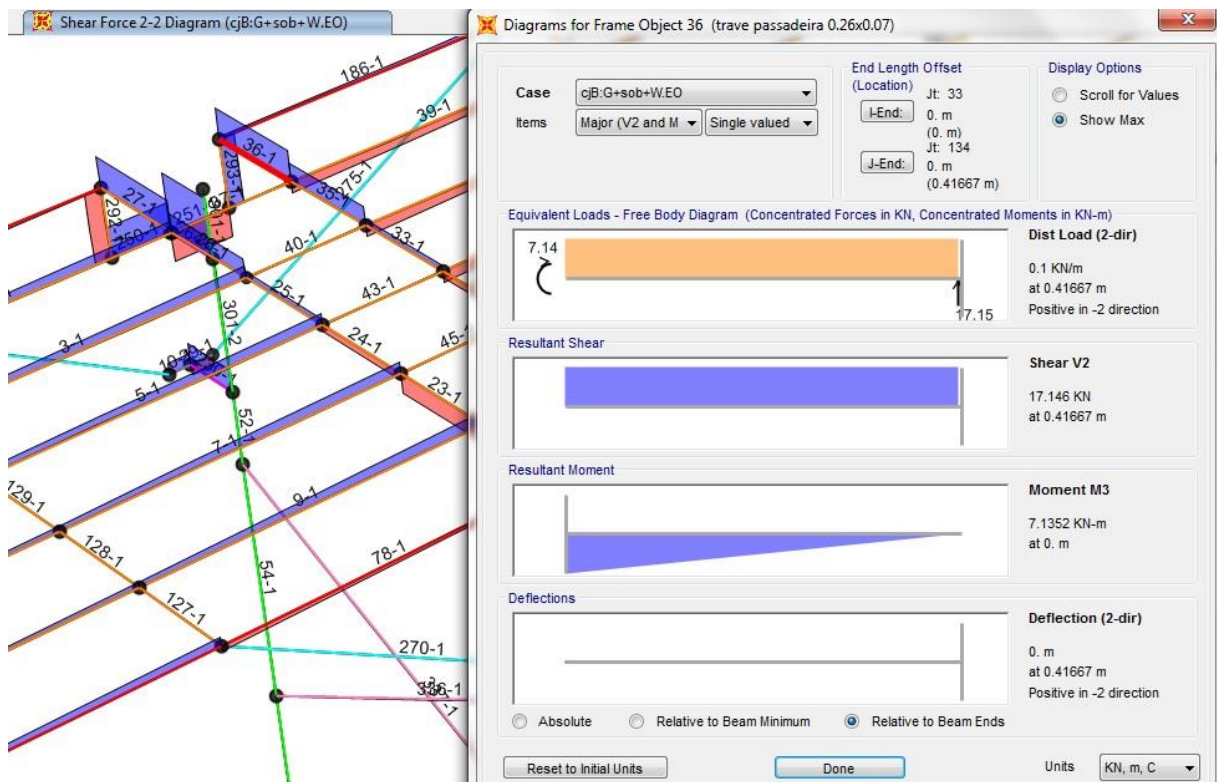


Fig. 8.49 - Diagrama do esforço transversal em y

$$V_{Edy} = 17,146 \text{ kN}$$

Para a determinação da tensão de corte atuante, o Eurocódigo 5-1-1/A1, cláusula 6.1.7(2) sugere o cálculo de uma largura efetiva, em que utiliza um fator redutor  $k_{cr}$ , que neste caso é 0,67 para madeira maciça.

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,67 \times 70 = 47 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{17,146 \times 10^3}{260 \times 47} = 2,109 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,70}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

$$2,109 \geq 1,346$$

Logo, não verifica a segurança ao corte.

### Verificação de segurança à encurvadura

Para o plano X-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z (ver Fig. 8.50 e 8.51):

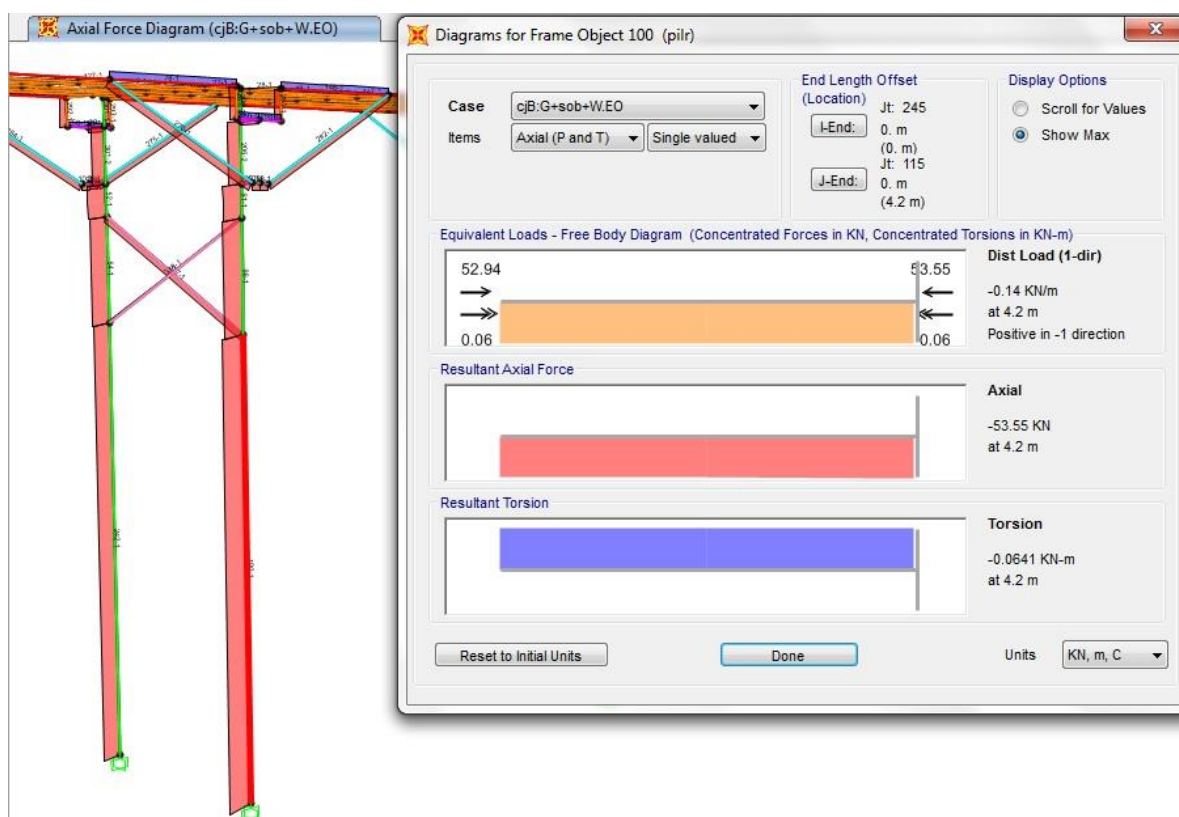


Fig. 8.50 - Diagrama de esforço axial

$N_{Ed} = 53,55 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{53550}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 4,209 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z decidiu-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cjB:g+sob+W.EO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

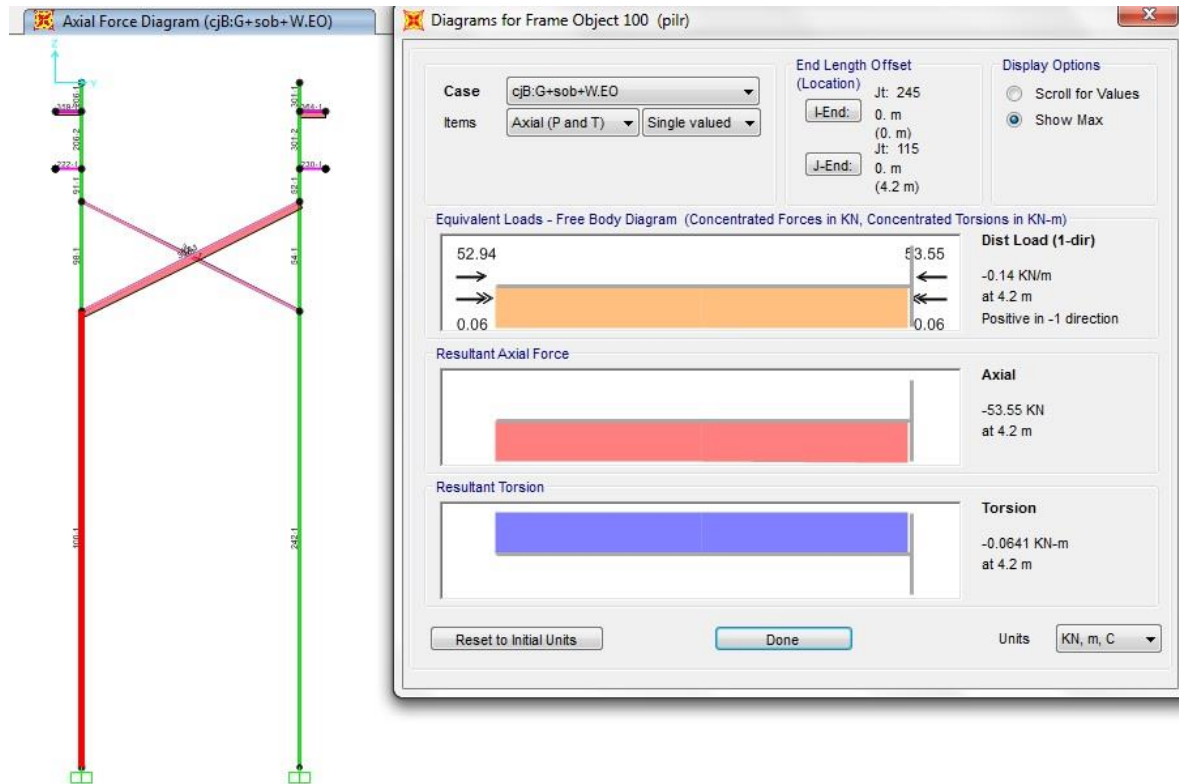


Fig. 8.51 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=53,55 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{53550}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 4,209 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,307 \text{ N/mm}^2$$

#### Momento de inercia e raio de giração:

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 90^4 = 5,1529 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = \left( \frac{5,1529 \times 10^7}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} \right)^{0,5} = 63,639 \text{ mm}$$

### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vy} = 0,7 \times 4200 = 2940 \text{ mm}$$

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vz} = 0,7 \times 5500 = 3850 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{2940}{63,639} = 46,198$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{3850}{63,639} = 60,497$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{46,198}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,778$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{60,497}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 1,019$$

De acordo com os valores obtidos para as esbeltezas relativas, deve-se realizar a verificação à encurvadura, pois segundo o EC5-1-1, ambas são superiores a 0,3.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça.

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,778 - 0,3) + 0,778^2) = 0,851$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (1,019 - 0,3) + 1,019^2) = 1,091$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,851 + \sqrt{0,851^2 - 0,778^2}} = 0,838$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,091 + \sqrt{1,091^2 - 1,019}} = 0,675$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 90^3}{4} = 5,725 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.52 e 8.53):

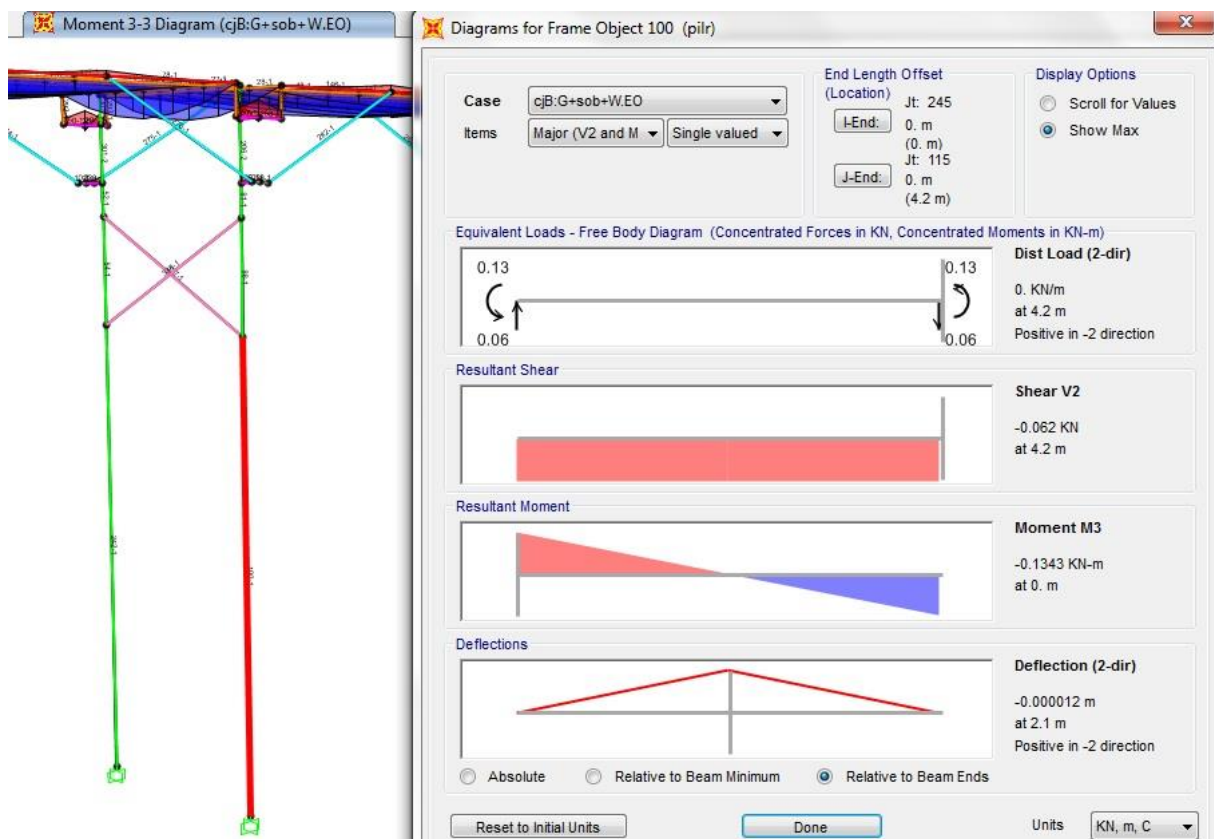


Fig. 8.52 - Diagrama de momento em z no plano X-Z

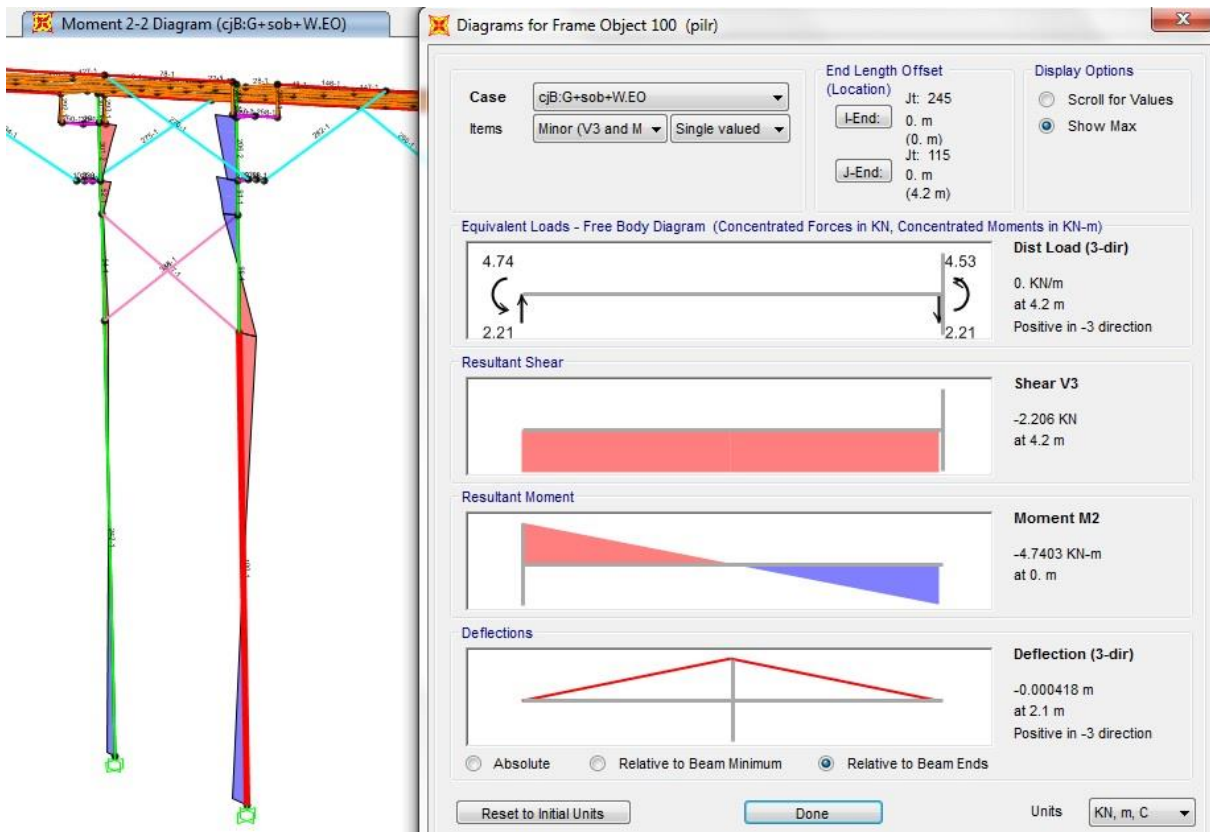


Fig. 8.53 - Diagram de momento em y no plano X-Z

$$ME_{dy} = 4,5252 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,1282 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{4,5252 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 7,904 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,1282 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,224 \text{ N/mm}^2$$

E no plano Y-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.54 e 8.55):

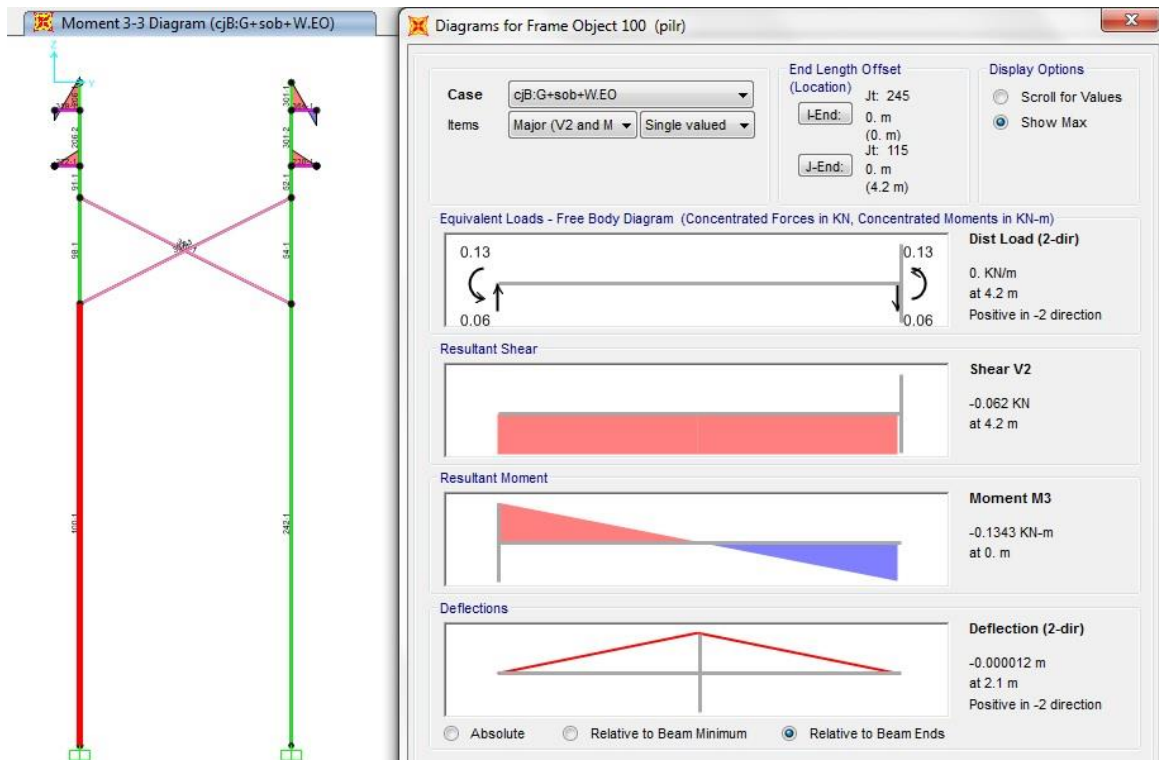


Fig. 8.54 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z

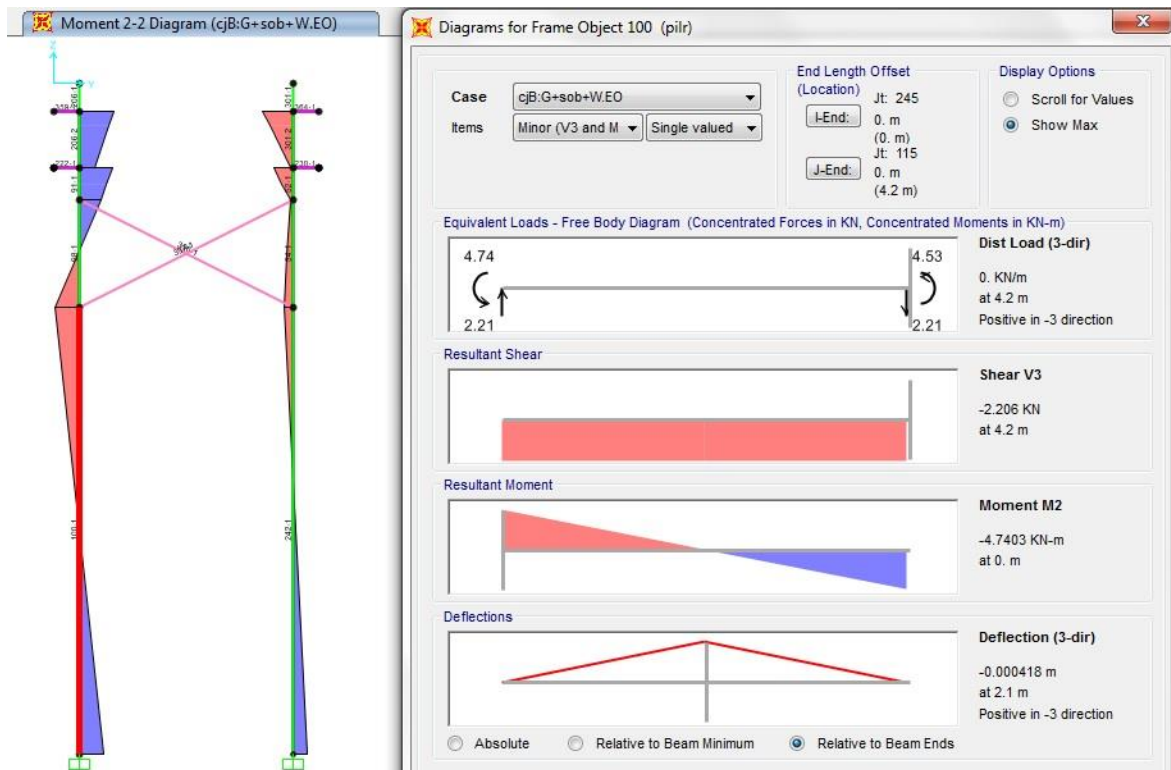


Fig. 8.55 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z

$$MEdy = 4,5252 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,1282 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{4,5252 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 7,904 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,1282 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,224 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m = 1,0$ .

De acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obtiveram-se os respetivos resultados:

$$\frac{4,209}{0,838 \times 11,307} + \frac{7,904}{12,923} + 1 \times \frac{0,224}{12,923} = 1,18 \geq 1$$

$$\frac{4,209}{0,675 \times 11,307} + 1 \times \frac{7,904}{12,923} + \frac{0,224}{12,923} = 1,073 \geq 1$$

Logo, não verifica a segurança à compressão da coluna.

Para o plano X-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cJB:g+WOE+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z (ver Fig. 8.56 e 8.57):

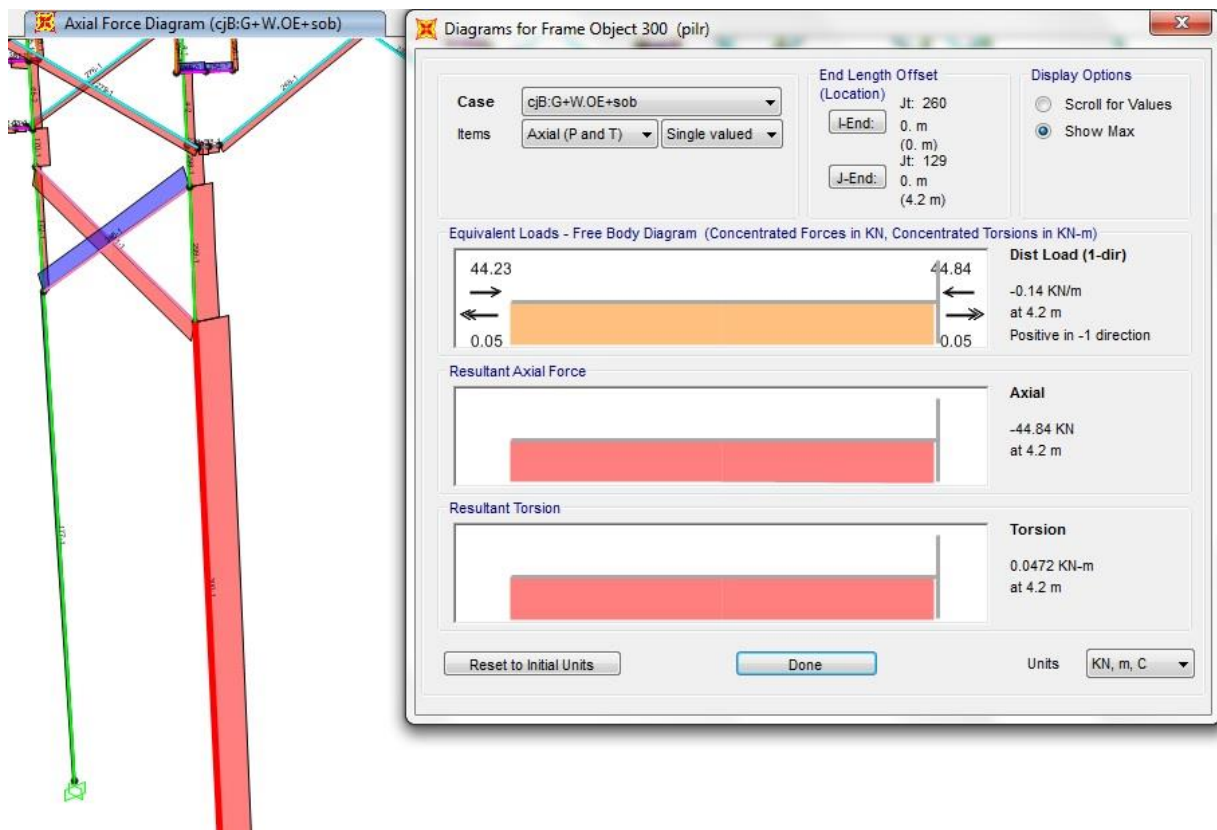


Fig. 8.56 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=44,84 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{44840}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 3,524 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z decidiu-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cjB:g+W.OE+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

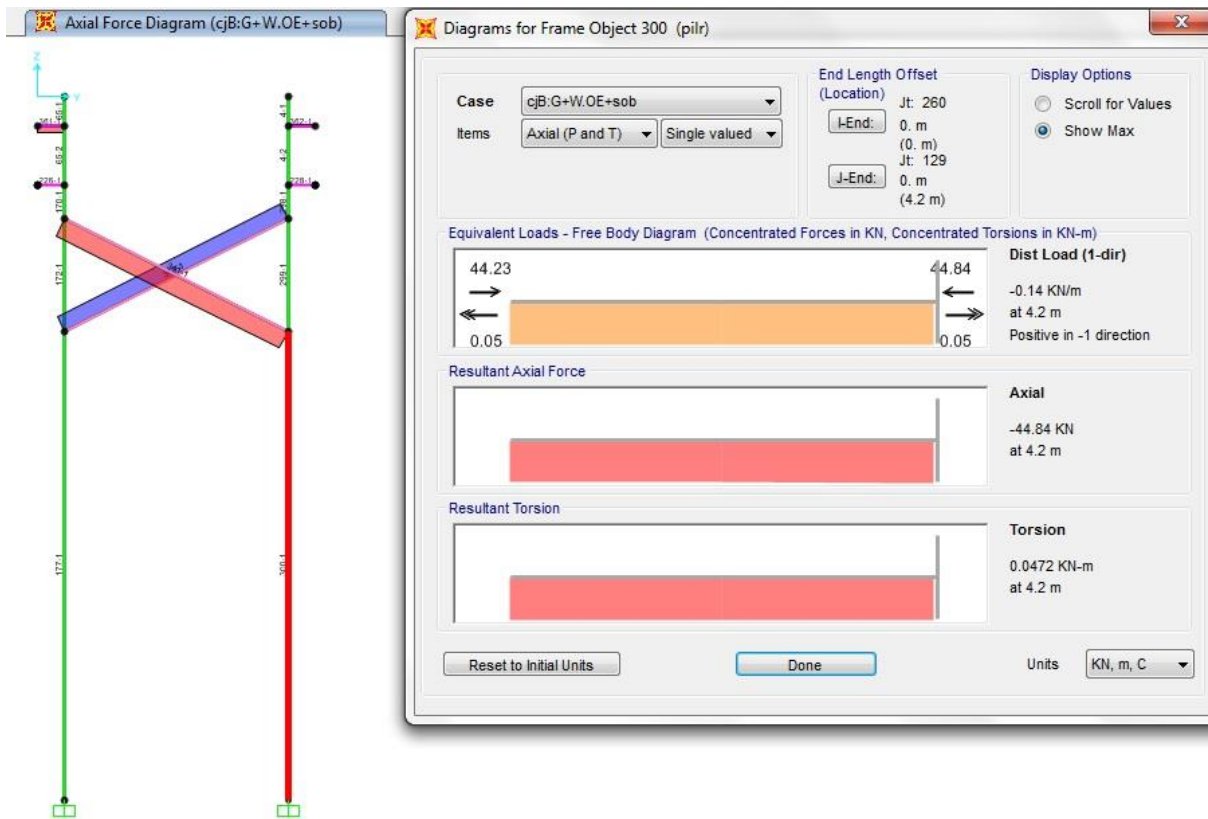


Fig. 8.57 - Diagrama de esforço axial

$$NEd=44,84 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{44840}{\frac{\pi \times 90^2}{2}} = 3,524 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,307 \text{ N/mm}^2$$

**Momento de inercia e raio de giração:**

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 90^4 = 5,1529 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left(\frac{I_y}{A}\right)^{0,5} = \left(\frac{5,1529 \times 10^7}{\frac{\pi \times 90^2}{2}}\right)^{0,5} = 63,639 \text{ mm}$$

### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vy} = 0,7 \times 4200 = 2940 \text{ mm}$$

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, segundo o livro Mecânica dos Materiais, então:

$$L_{vz} = 0,7 \times 5500 = 3850 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{2940}{63,639} = 46,198$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{3850}{63,639} = 60,497$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{46,198}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 0,778$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{60,497}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,5 \times 10^3}} = 1,019$$

Segundo o EC5-1-1, como as esbeltezas relativas são superiores a 0,3, então deve-se fazer a verificação de encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça. Então:

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,778 - 0,3) + 0,778^2) = 0,851$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (1,019 - 0,3) + 1,019^2) = 1,091$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,851 + \sqrt{0,851^2 - 0,778^2}} = 0,838$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,091 + \sqrt{1,091^2 - 1,019^2}} = 0,675$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 90^3}{4} = 5,725 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.58 e 8.59):

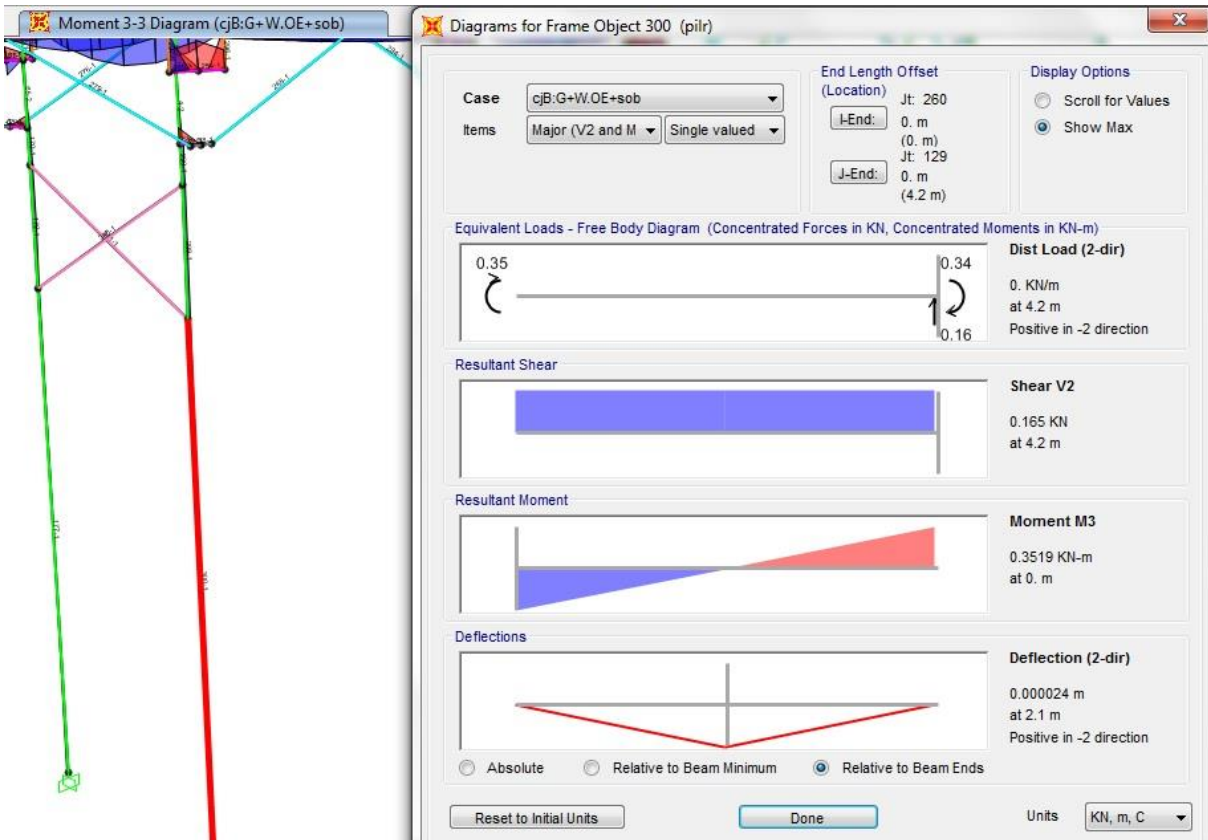


Fig. 8.58 - Diagrama de momento em z no plano X-Z

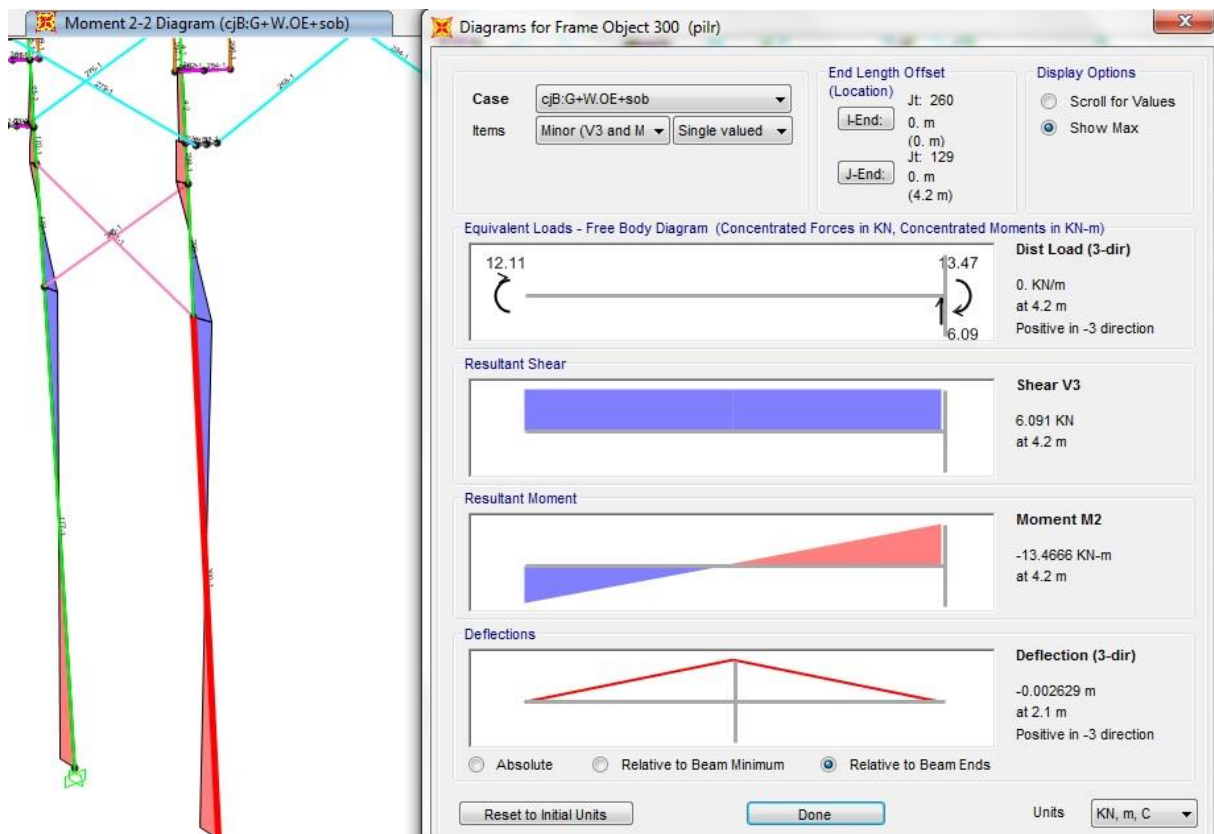


Fig. 8.59 - Diagram de momento em y no plano X-Z

$$ME_{dy} = 13,466 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,3396 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{13,466 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 23,519 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,3396 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,593 \text{ N/mm}^2$$

E no plano Y-Z os valores dos momentos são (ver Fig. 8.60 e 8.61):

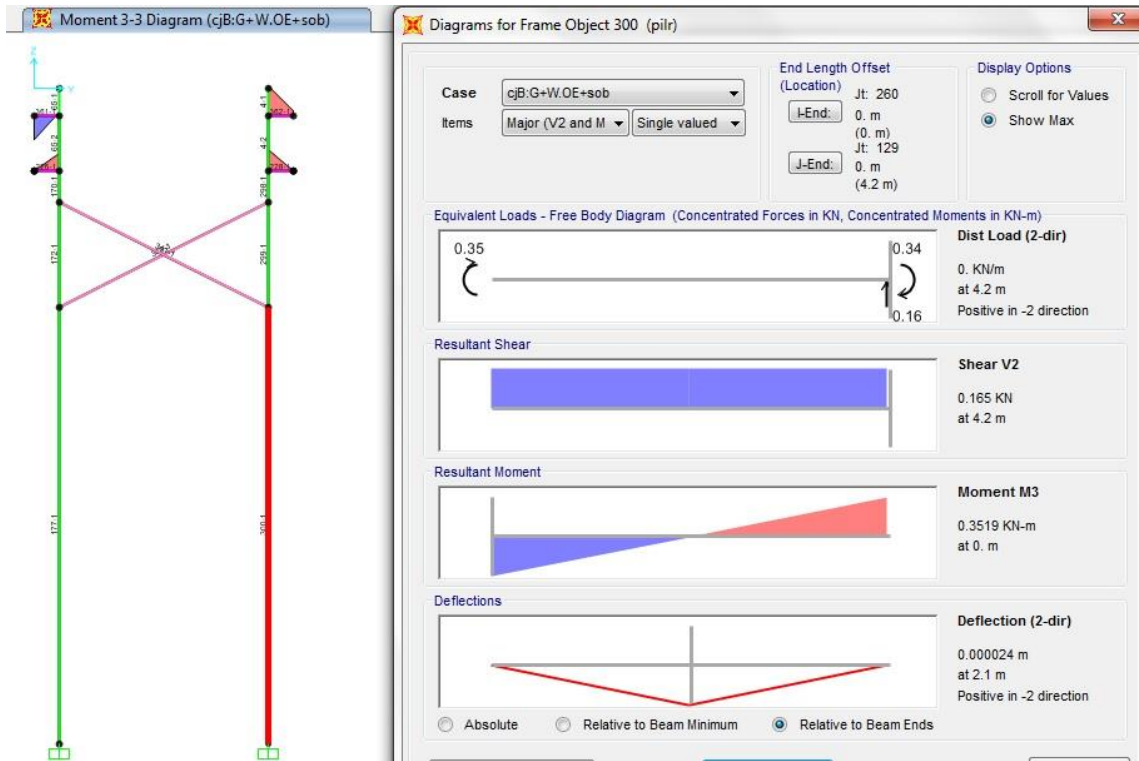


Fig. 8.60 - Diagrama de momento fletor em z no plano Y-Z

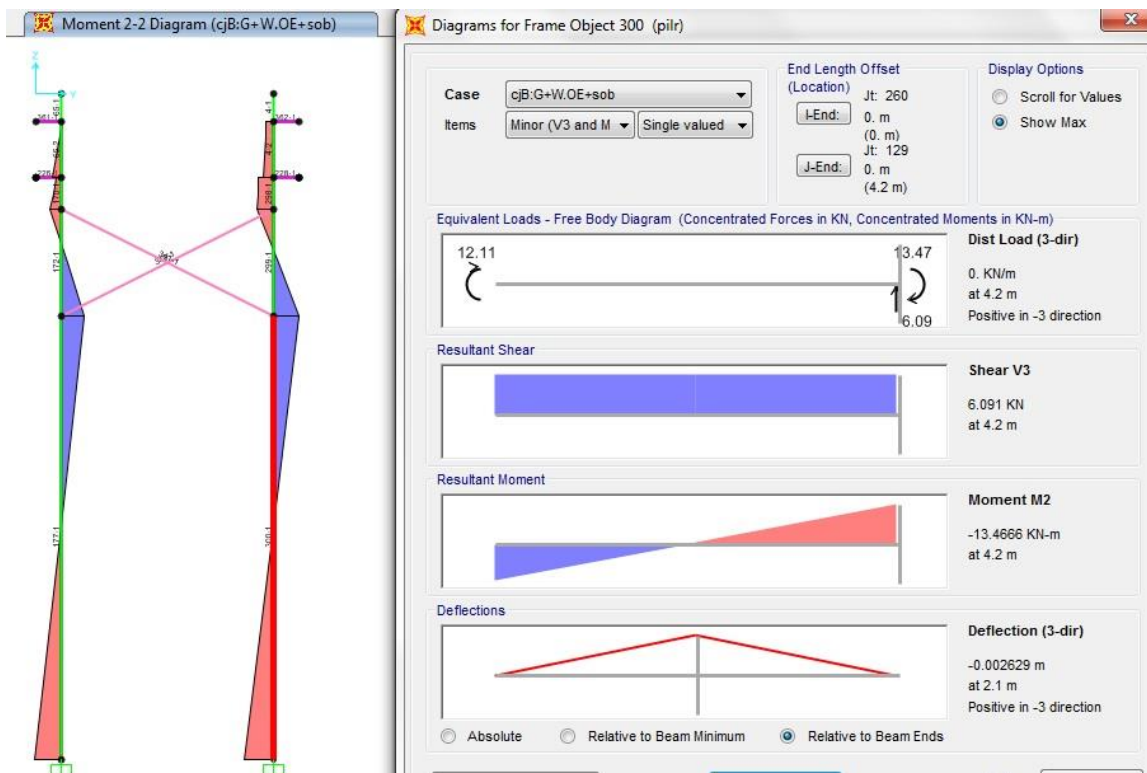


Fig. 8.61 - Diagrama de momento fletor em y no plano Y-Z

$$MEdy = 13,466 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,3396 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{13,466 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 23,519 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,3396 \times 10^6}{5,725 \times 10^5} = 0,593 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira é de secção circular nos pilares, então o valor de  $k_m = 1,0$ .

Segundo as expressões (4.16) e (4.17), obtiveram-se os seguintes resultados para avaliação de segurança à encurvadura.

$$\frac{3,524}{0,838 \times 11,307} + \frac{23,519}{12,923} + 1 \times \frac{0,593}{12,923} = 2,327 \geq 1$$
$$\frac{3,524}{0,675 \times 11,307} + 1 \times \frac{23,519}{12,923} + \frac{0,593}{12,923} = 2,238 \geq 1$$

Portanto, não verifica a segurança à compressão da coluna.

### **Verificação de segurança ao corte**

Optou-se pela verificação no pilar mais condicionante no plano X-Z (pilar 68), com combinação cjB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de média duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver Fig. 8.62):

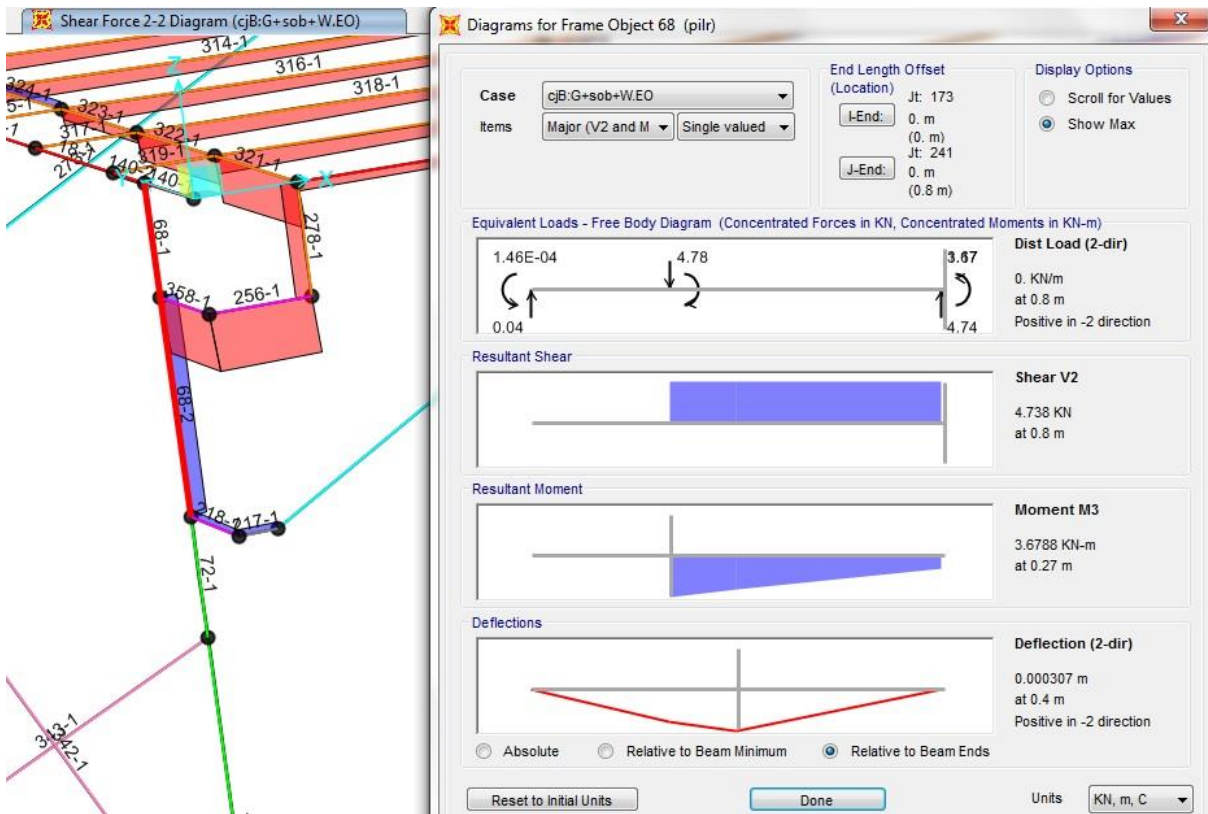


Fig. 8.62 - Diagrama do esforço transversal em y no plano X-Z

$$V_{E_d} = 4,738 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{4}{3} \times \frac{4738}{\pi \times 90^2} = 0,248 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,7}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Conforme a expressão (4.11) foram obtidos os seguintes resultados:

$$0,248 \leq 1,346$$

Logo, verifica.

Considerou-se a verificação no pilar mais condicionante no plano Y-Z (pilar 299), com combinação cjB:g+WEO+sob.

Para o plano Y-Z de modo a realizar a verificação de segurança ao corte, foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal (ver Fig. 8.63):

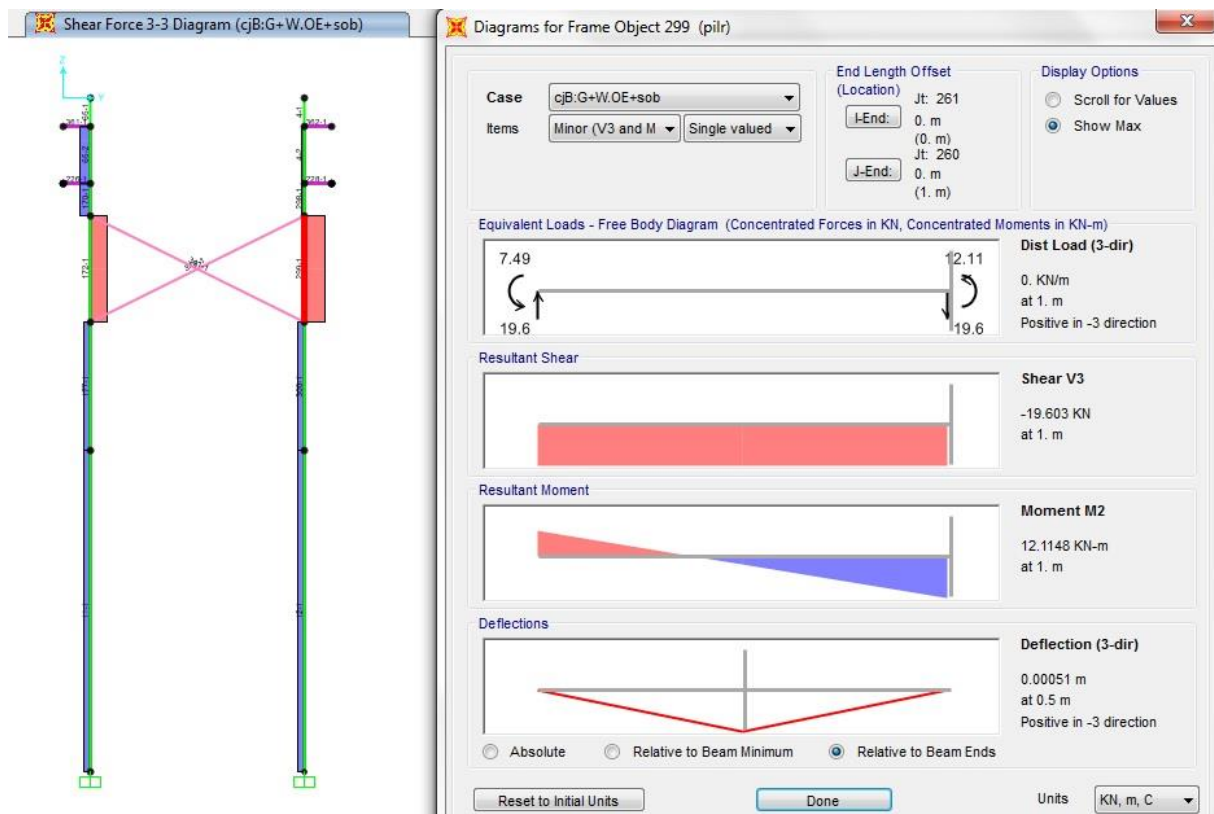


Fig. 8.63 - Diagrama do esforço transversal em z no plano Y-Z

$$VE_{dz} = 19,603 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{4}{3} \times \frac{19603}{\pi \times 90^2} = 1,027 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,7}{1,3} \times 2,5 = 1,346 \text{ N/mm}^2$$

Segundo a expressão (4.11) foram obtidos os seguintes resultados para a verificação ao esforço transversal para o pilar no plano Y-Z:

$$1,027 \leq 1,346$$

Logo, é cumprida a avaliação de segurança ao corte.

### 8.3 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS COM MADEIRA LAMELADA COLADA

#### Modelo 1

#### Verificação da segurança à flexão - Carlingas

Considerou-se a madeira lamelada colada de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (§2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,70 e 2,00 respetivamente.

Optou-se pela verificação na viga mais condicionante (viga 80), com combinação cjB:g+sob+WOE.

Em que:

O valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 24}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,0,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{t,0,k}}{y_m} = 1 \times 1 \times \frac{0,70 \times 16,5}{1,25} = 9,24 \text{ N/mm}^2$$

De seguida foram obtidos os valores dos momentos flectores e esforço axial da carlinga:

$$ME_d = 0,1635 \text{ kNm}$$

$$ME_z = 12,874 \text{ kNm}$$

$$NE_d = 4,085 \text{ kN}$$

Após a obtenção dos valores obtidos anteriormente, foram calculadas as tensões atuantes:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,1635 \times 10^6 \times 6}{120^2 \times 260} = 0,262 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{12,874 \times 10^6 \times 6}{260^2 \times 120} = 9,522 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{4,085 \times 10^3}{260 \times 120} = 0,131 \text{ N/mm}^2$$

Para secções retangulares (6.1.6(2) do EC5-1-1):  $k_m = 0,7$ .

Então de acordo com as expressões (4.7) e (4.8) obtiveram-se os seguintes resultados para a verificação à flexão composta para as carlingas:

$$\frac{0,131}{9,24} + \frac{0,262}{13,44} + 0,7 \times \frac{9,522}{13,44} = 0,529 < 1$$

$$\frac{0,131}{9,24} + 0,7 \times \frac{0,262}{13,44} + \frac{9,522}{13,44} = 0,736 < 1$$

Logo, a avaliação de segurança à flexão composta à tração é cumprida.

### **Verificação de segurança ao corte**

Considerou-se a verificação na viga mais condicionante (viga 107), com combinação cJB:g+sob+WOE.

Para realizar a verificação acima referida foi obtido pelo programa SAP2000, o seguinte valor de esforço transversal:

$$V_{Edy} = 17,228 \text{ kN}$$

Para a determinação da tensão de corte atuante, o Eurocódigo 5-1-1/A1, cláusula 6.1.7(2) sugere o cálculo de uma largura efetiva, em que utiliza um fator redutor  $k_{cr}$ , que neste caso é 0,67 para madeira lamelada colada.

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,67 \times 120 = 80,4 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{17228}{260 \times 80,4} = 1,236 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{Y_M} \times f_{v,k} = \frac{0,70}{1,25} \times 2,7 = 1,512 \text{ N/mm}^2$$

Segundo a expressão (4.11) obteve-se o seguinte resultado:

$$1,236 \leq 1,512$$

Logo, verifica ao corte.

## **Modelo 2**

### **Verificação de segurança à encurvadura**

Para o plano X-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z:

$$N_{Ed} = 51,78 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{51780}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 2,11 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,70 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,o,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

NEd=51,78 kN

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{51780}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 2,11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,o,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

### **Momento de inercia e raio de giração:**

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 125^4 = 1,917 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = \left( \frac{1,917 \times 10^8}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} \right)^{0,5} = 88,388 \text{ mm}$$

### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, nesse caso:

$$L_{vy} = 0,7 \times 2700 = 1890 \text{ mm}$$

Como o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, nesse caso:

$$L_{vz} = 0,7 \times 4000 = 2800 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1890}{88,388} = 21,383$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{2800}{88,388} = 31,678$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{21,383}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,363$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{31,678}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,537$$

De acordo com os valores obtidos anteriormente, segundo o EC5-1-1, deve-se fazer a verificação à encurvadura, pois as esbeltezas são superiores a 0,3.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça.

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,363 - 0,3) + 0,363^2) = 0,572$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,537 - 0,3) + 0,537^2) = 0,668$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,572 + \sqrt{0,572^2 - 0,363^2}} = 0,986$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,668 + \sqrt{0,668^2 - 0,537^2}} = 0,939$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 125^3}{4} = 1,534 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são:

$$ME_d y = 3,956 \text{ kNm}$$

$$ME_d z = 0,2871 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{3,956 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 2,579 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,2871 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,187 \text{ N/mm}^2$$

Como no plano Y-Z os valores dos momentos são:

$$MEdy = 3,956 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,2871 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{3,956 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 2,579 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,2871 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,187 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira maciça nos pilares tem uma secção circular então:  $k_m = 1,0$

De acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obtiveram-se os respetivos resultados, em que a variável base da combinação é a sobrecarga:

$$\frac{2,11}{0,986 \times 11,308} + \frac{2,579}{12,923} + 1 \times \frac{0,187}{12,923} = 0,413 \leq 1$$

$$\frac{2,11}{0,939 \times 11,308} + 1 \times \frac{2,579}{12,923} + \frac{0,187}{12,923} = 0,403 \leq 1$$

Logo, verifica a segurança à compressão da coluna.

Para o plano X-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cJB:g+WOE+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  o de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z:

$$NEd=40,592 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{40592}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 1,654 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,70 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cJB:g+WOE+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

NEd=40,592 kN

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{40592}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 1,654 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

#### **Momento de inercia e raio de giração:**

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 125^4 = 1,917 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = \left( \frac{1,917 \times 10^8}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} \right)^{0,5} = 88,388 \text{ mm}$$

#### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, conforme o livro Mecânica dos Materiais, nesse caso:

$$L_{vy} = 0,7 \times 2700 = 1890 \text{ mm}$$

Como o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, conforme o livro Mecânica dos Materiais, nesse caso:

$$L_{vz} = 0,7 \times 4000 = 2800 \text{ mm}$$

#### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1890}{88,388} = 21,383$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{2800}{88,388} = 31,678$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{21,383}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,363$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{31,678}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,537$$

Como ambas as esbeltezas relativas são superiores a 0,3, de acordo com o EC5-1-1, é necessário realizar a verificação à encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça. Então:

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,363 - 0,3) + 0,363^2) = 0,572$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,537 - 0,3) + 0,537^2) = 0,668$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,572 + \sqrt{0,572^2 - 0,363^2}} = 0,986$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,668 + \sqrt{0,668^2 - 0,537^2}} = 0,939$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 125^3}{4} = 1,534 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são:

$$MEdy = 9,3357 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,9653 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{9,3357 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 6,086 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,9653 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,629 \text{ N/mm}^2$$

Como no plano Y-Z os valores dos momentos são:

$$MEdy = 9,3357 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,9653 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{9,3357 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 6,086 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,9653 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,629 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira maciça nos pilares tem uma secção circular então:  $k_m = 1,0$

De acordo com as expressões (4.16) e (4.17) obtiveram-se os seguintes resultados, em que a variável base da combinação é o vento:

$$\frac{1,654}{0,986 \times 11,308} + \frac{6,086}{12,923} + 1 \times \frac{0,629}{12,923} = 0,675 < 1$$

$$\frac{1,654}{0,939 \times 11,308} + 1 \times \frac{6,086}{12,923} + \frac{0,629}{12,923} = 0,668 < 1$$

Logo, verifica a segurança à compressão da coluna.

### Modelo 3

#### Verificação de segurança à encurvadura

Para o plano X-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação c|B:g+sob+WEO.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z:

$$NEd=53,731 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{53731}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 2,189 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,70 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z considerou-se a verificação no pilar mais condicionante (pilar 100), com combinação cJB:g+sob+WEO.

Optou-se pela madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

NEd=53,731 kN

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{53731}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 2,189 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

### Momento de inercia e raio de giração:

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 125^4 = 1,917 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = \left( \frac{1,917 \times 10^8}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} \right)^{0,5} = 88,388 \text{ mm}$$

### Comprimento de encurvadura:

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, nesse caso:

$$L_{vy} = 0,7 \times 4200 = 2940 \text{ mm}$$

Como o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, nesse caso:

$$L_{vz} = 0,7 \times 5500 = 3850 \text{ mm}$$

### Esbelteza

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{2940}{88,388} = 33,262$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{3850}{88,388} = 43,558$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{33,262}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,564$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} = \frac{43,558}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,739$$

Como ambas as esbeltezas relativas são superiores a 0,3, conforme o EC5-1-1, é necessário realizar a verificação à encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira maciça.

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,564 - 0,3) + 0,564^2) = 0,685$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,739 - 0,3) + 0,739^2) = 0,817$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,685 + \sqrt{0,685^2 - 0,564^2}} = 0,93$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,817 + \sqrt{0,817^2 - 0,739^2}} = 0,858$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 125^3}{4} = 1,534 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são:

$$ME_{dy} = 4,8241 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,3304 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{ME_{dy}}{w_y} = \frac{4,8241 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 3,145 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{ME_{dz}}{w_z} = \frac{0,3304 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,215 \text{ N/mm}^2$$

Como no plano Y-Z os valores dos momentos são:

$$ME_{dy} = 4,8241 \text{ kNm}$$

$$ME_{dz} = 0,3304 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{4,8241 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 3,145 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,3304 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,215 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira maciça nos pilares tem uma secção circular então  $k_m = 1,0$ .

Conforme as expressões (4.16) e (4.17) foram obtidos os seguintes resultados para a avaliação de segurança à encurvadura:

$$\frac{2,189}{0,93 \times 11,308} + \frac{3,145}{12,923} + 1 \times \frac{0,215}{12,923} = 0,486 < 1$$

$$\frac{2,189}{0,858 \times 11,308} + 1 \times \frac{3,145}{12,923} + \frac{0,215}{12,923} = 0,468 < 1$$

Logo, verifica a segurança à compressão da coluna.

Para o plano X-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cJB:g+WOE+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1 e segundo EC5-2 (2.3.1.2(1)), portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

Foram determinados os valores do esforço axial para os planos X-Z e Y-Z:

NEd=45,376 kN

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{45376}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 1,849 \text{ N/mm}^2$$

Em que o valor de  $k_{sys}$  é 1 e o valor de  $k_h$  é de 1, pois a altura de secção é superior a 150 mm, de acordo com a cláusula 3.2(3).

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,70 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,0,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

Para o plano Y-Z optou-se pela verificação no pilar mais condicionante (pilar 300), com combinação cJB:g+WEO+sob.

Considerou-se a madeira maciça de classe de serviço 3 com ação de curta duração, de acordo com a norma EN 14081-1, portanto os valores de  $k_{mod}$  e de  $k_{def}$  são de 0,7 e 2,00 respetivamente.

$$NEd=45,376 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{NEd}{A} = \frac{45376}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} = 1,849 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \times \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 24}{1,3} \times 1 \times 1 = 12,923 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c,o,k}}{y_m} = \frac{0,7 \times 21}{1,3} = 11,308 \text{ N/mm}^2$$

### **Momento de inercia e raio de giração:**

Foram calculados os momentos de inercia e raio de giração para ambos os planos:

$$I_y = I_z = \frac{1}{4} \times \pi \times 125^4 = 1,917 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i_y = i_z = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = \left( \frac{1,917 \times 10^8}{\frac{\pi \times 125^2}{2}} \right)^{0,5} = 88,388 \text{ mm}$$

### **Comprimento de encurvadura:**

Como a o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano y-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, assim:

$$L_{vy} = 0,7 \times 4200 = 2940 \text{ mm}$$

Como o pilar em madeira é considerado como encastrado-rotulado no plano x-z, de acordo com o livro Mecânica dos Materiais, assim:

$$L_{vz} = 0,7 \times 5500 = 3850 \text{ mm}$$

### **Esbelteza**

Foram determinadas as esbeltezas e esbeltezas relativas para ambos os planos.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{2940}{88,388} = 33,262$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{3850}{88,388} = 43,558$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{33,262}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,564$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{43,558}{\pi} \times \sqrt{\frac{21}{7,4 \times 10^3}} = 0,739$$

Conforme o EC5-1-1, como ambas as esbeltezas relativas são superiores a 0,3, então é necessário efetuar a verificação à encurvadura.

Para o cálculo dos coeficientes de encurvadura  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , foram determinados os seguintes coeficientes:

Em que  $\beta_c = 0,2$ , para madeira lamelada colada. Então:

$$k_y = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,564 - 0,3) + 0,564^2) = 0,685$$

$$k_z = 0,5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \times (1 + 0,2 \times (0,739 - 0,3) + 0,739^2) = 0,817$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,685 + \sqrt{0,685^2 - 0,564^2}} = 0,93$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,817 + \sqrt{0,817^2 - 0,739^2}} = 0,858$$

$$w_y = w_z = \frac{\pi \times 125^3}{4} = 1,534 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Como no plano X-Z os valores dos momentos são:

$$MEdy = 13,7549 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,7678 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{13,7549 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 8,967 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,7678 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,501 \text{ N/mm}^2$$

Como no plano Y-Z os valores dos momentos são:

$$MEdy = 13,7549 \text{ kNm}$$

$$MEdz = 0,7678 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{MEdy}{w_y} = \frac{13,7549 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 8,967 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{MEdz}{w_z} = \frac{0,7678 \times 10^6}{1,534 \times 10^6} = 0,501 \text{ N/mm}^2$$

Como a madeira maciça nos pilares tem uma secção circular então:  $k_m = 1,0$

Para a avaliação de segurança à encurvadura, obtiveram-se os seguintes resultados, segundo as expressões (4.16) e (4.17):

$$\frac{1,849}{0,93 \times 11,308} + \frac{8,967}{12,923} + 1 \times \frac{0,501}{12,923} = 0,923 < 1$$

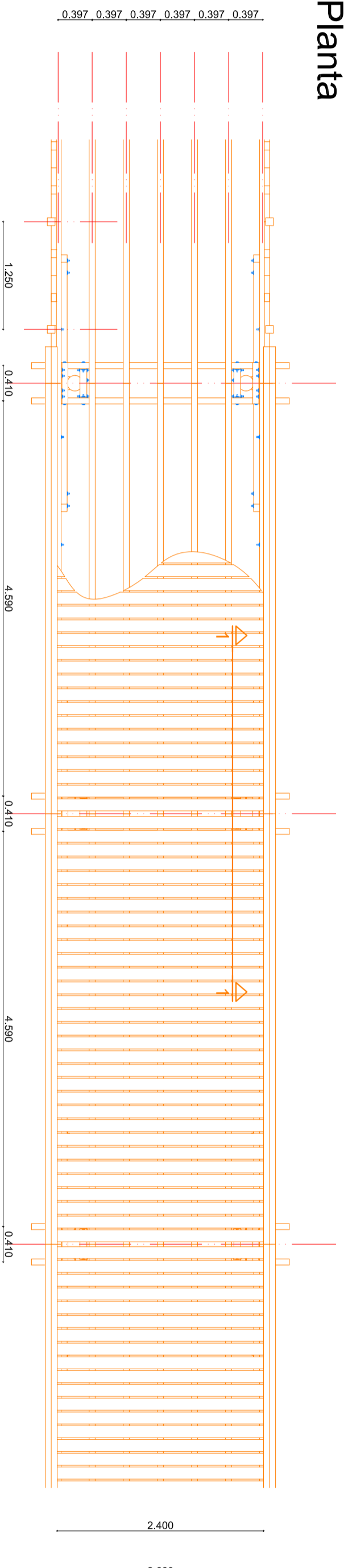
$$\frac{1,849}{0,858 \times 11,308} + 1 \times \frac{8,967}{12,923} + \frac{0,501}{12,923} = 0,908 < 1$$

Logo, verifica a segurança à compressão da coluna.

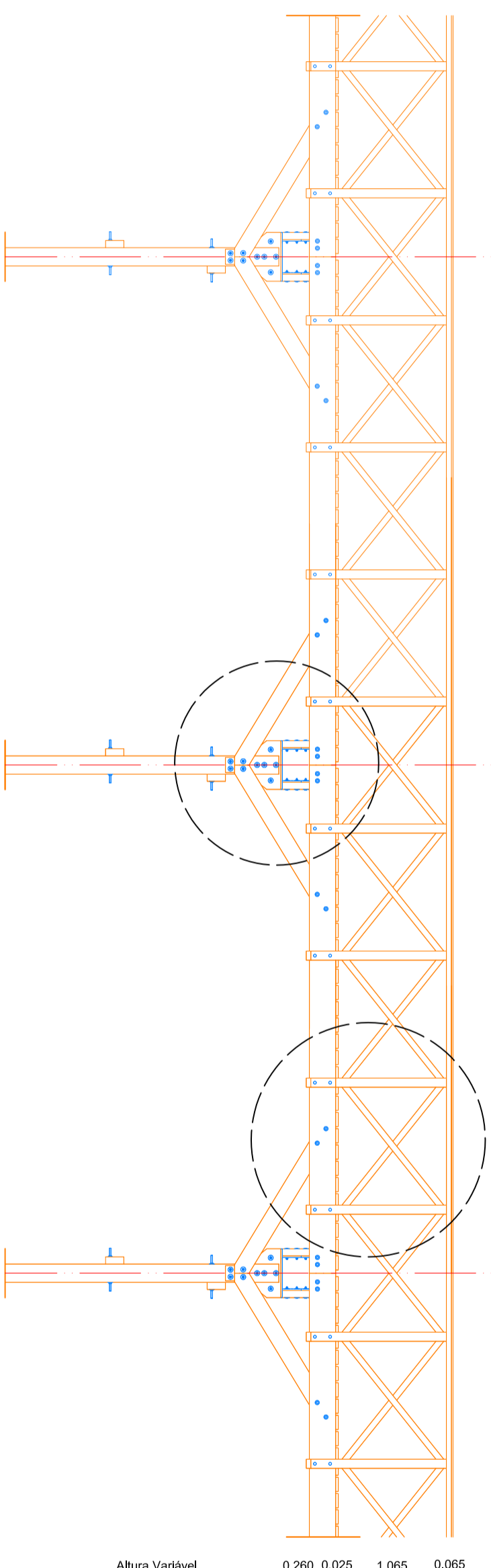


## **8.4 DESENHOS**

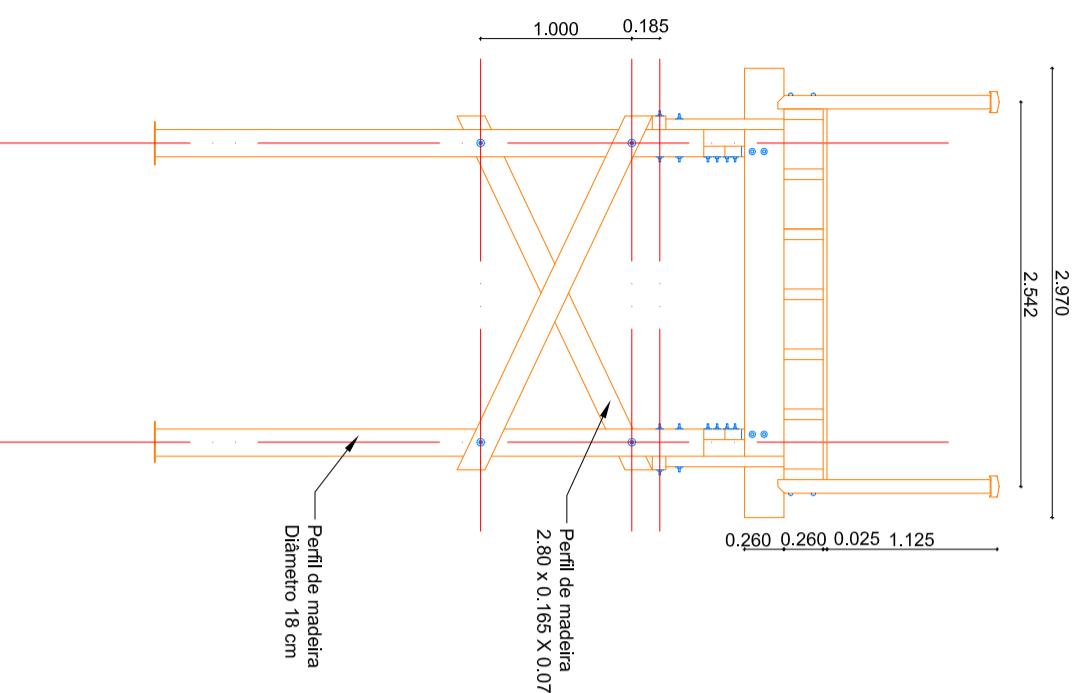
# Planta



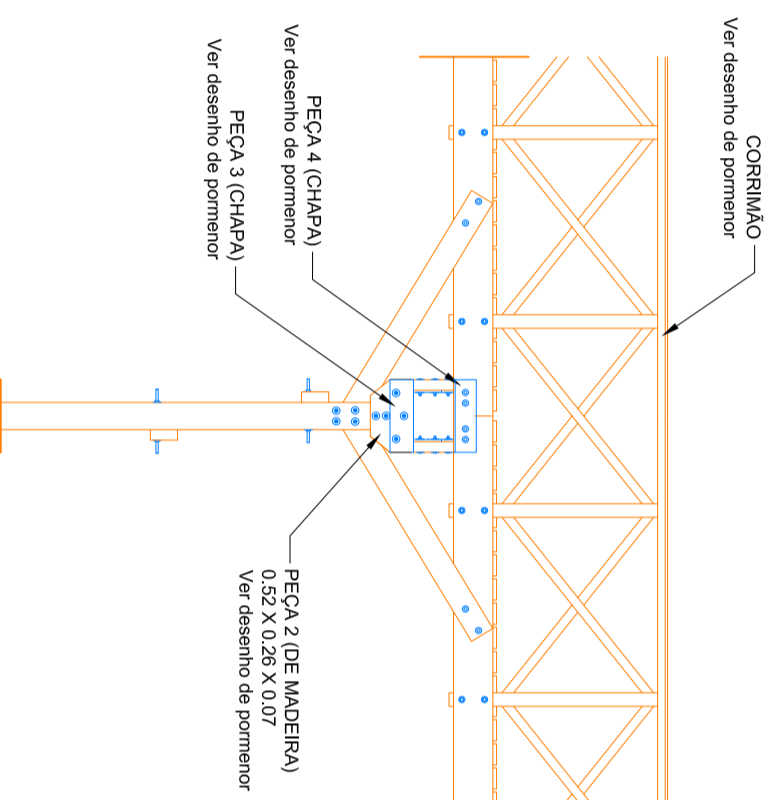
# Vista Lateral



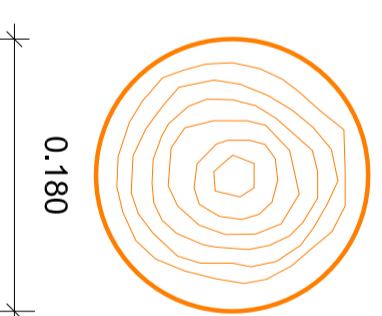
# Corte Transversal



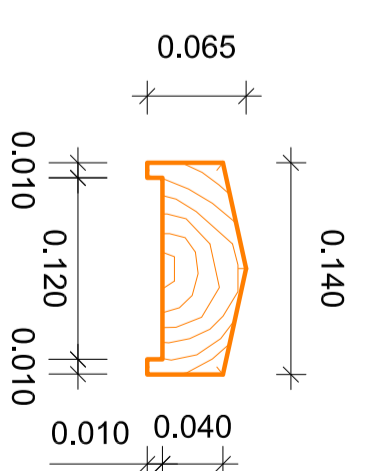
# Corte 1-1'



# Pilar



# Corrimão



Escala: 1/5

Material:  
- Madeira da classe C24  
- Parafusos M12 de classe 8.8



Requerente:  
Universidade do Algarve

Aluno:  
Ana Silvestre

Designação:  
Desenhos da Ponte de madeira da Quinta do Lago

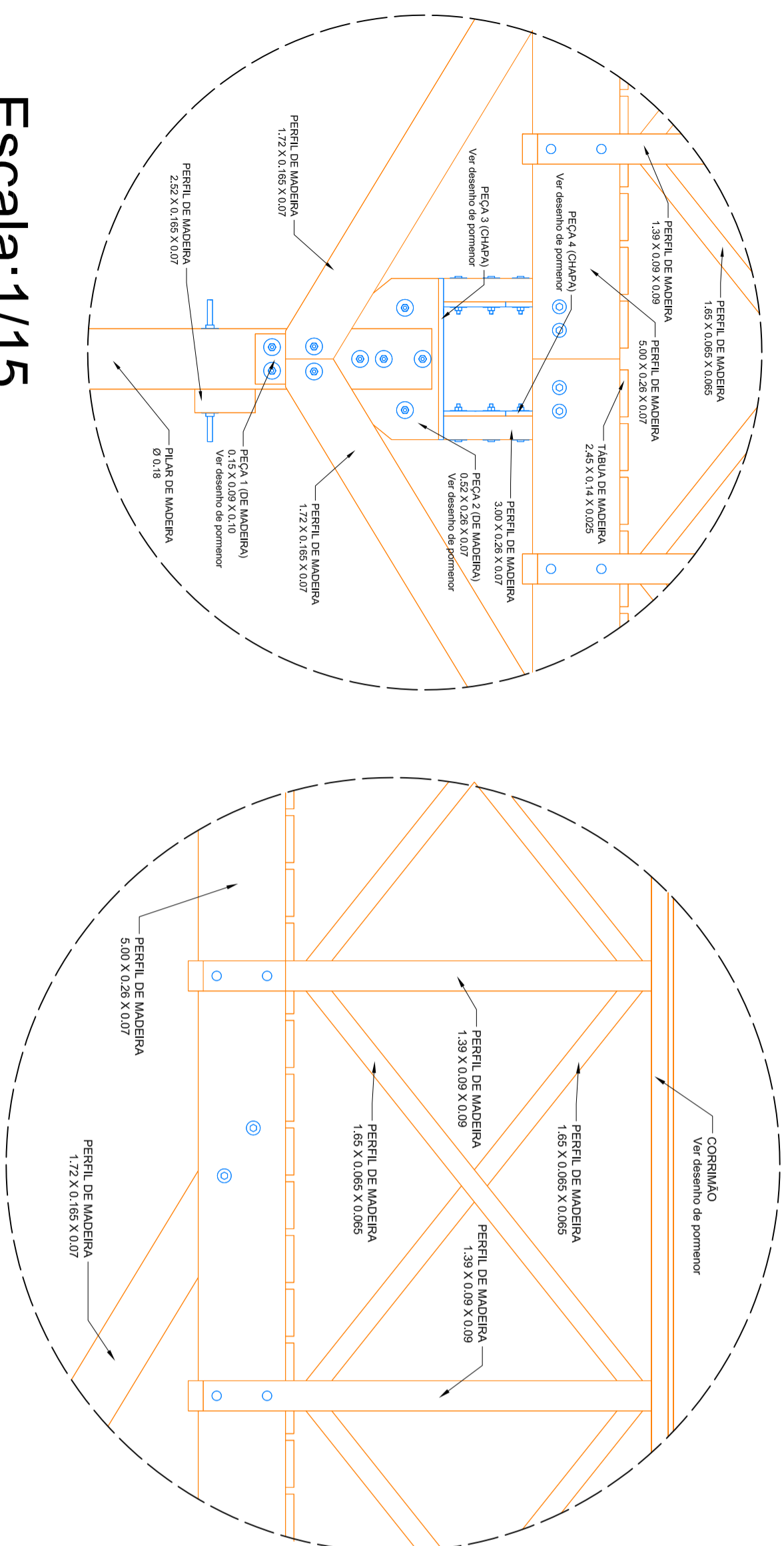
Data:  
Junho de 2017

Especialidade:  
Ramo de Estruturas

Escala:  
1/50

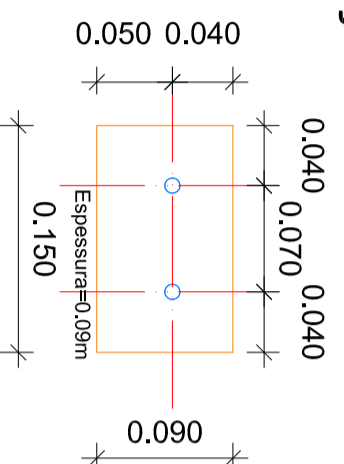
Contém:  
Planta, vista lateral, corte 1-1', corte transversal e pormenores de pilar e corrimão

Desenho n.º:  
1

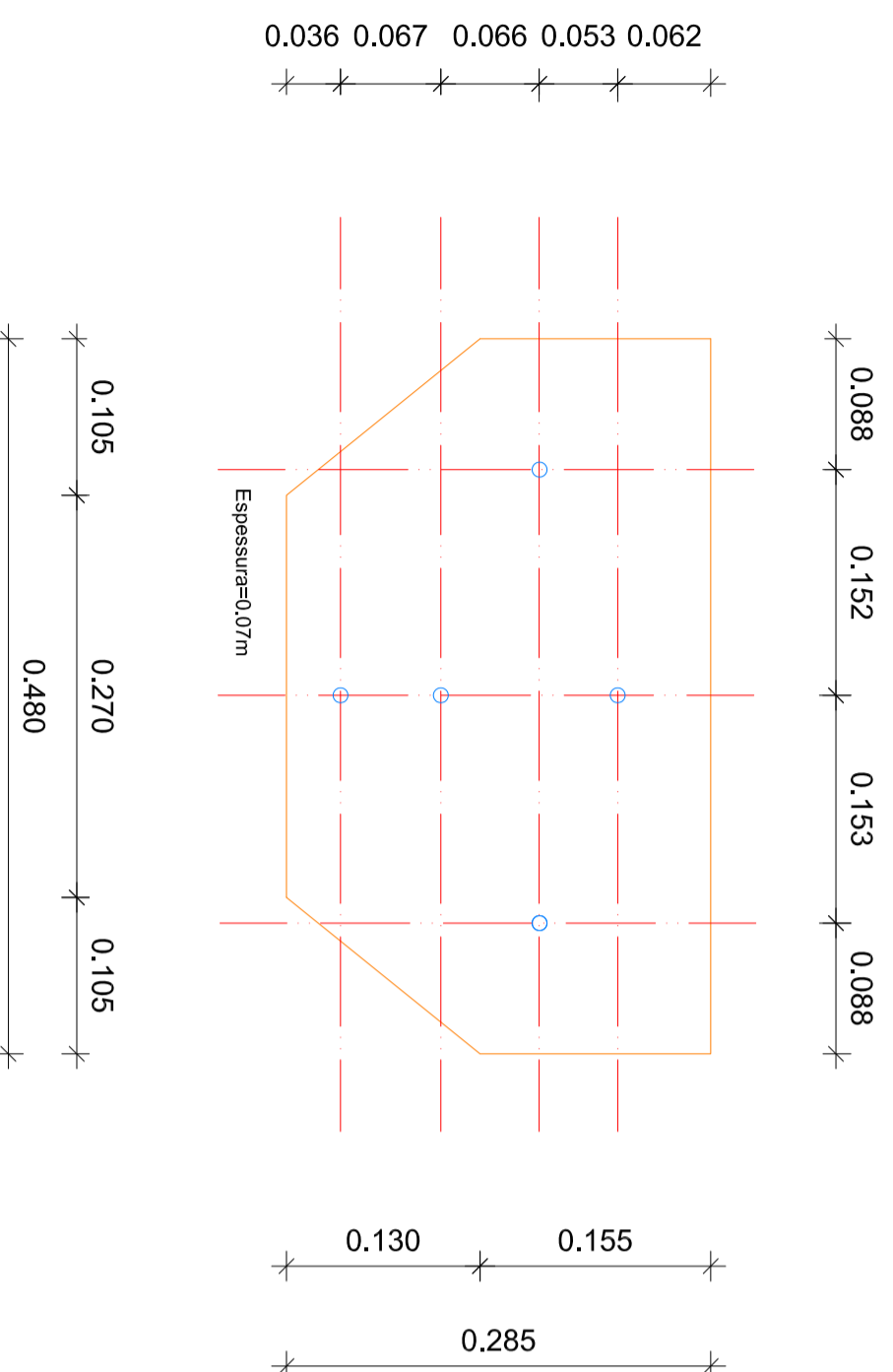


Escala: 1/15

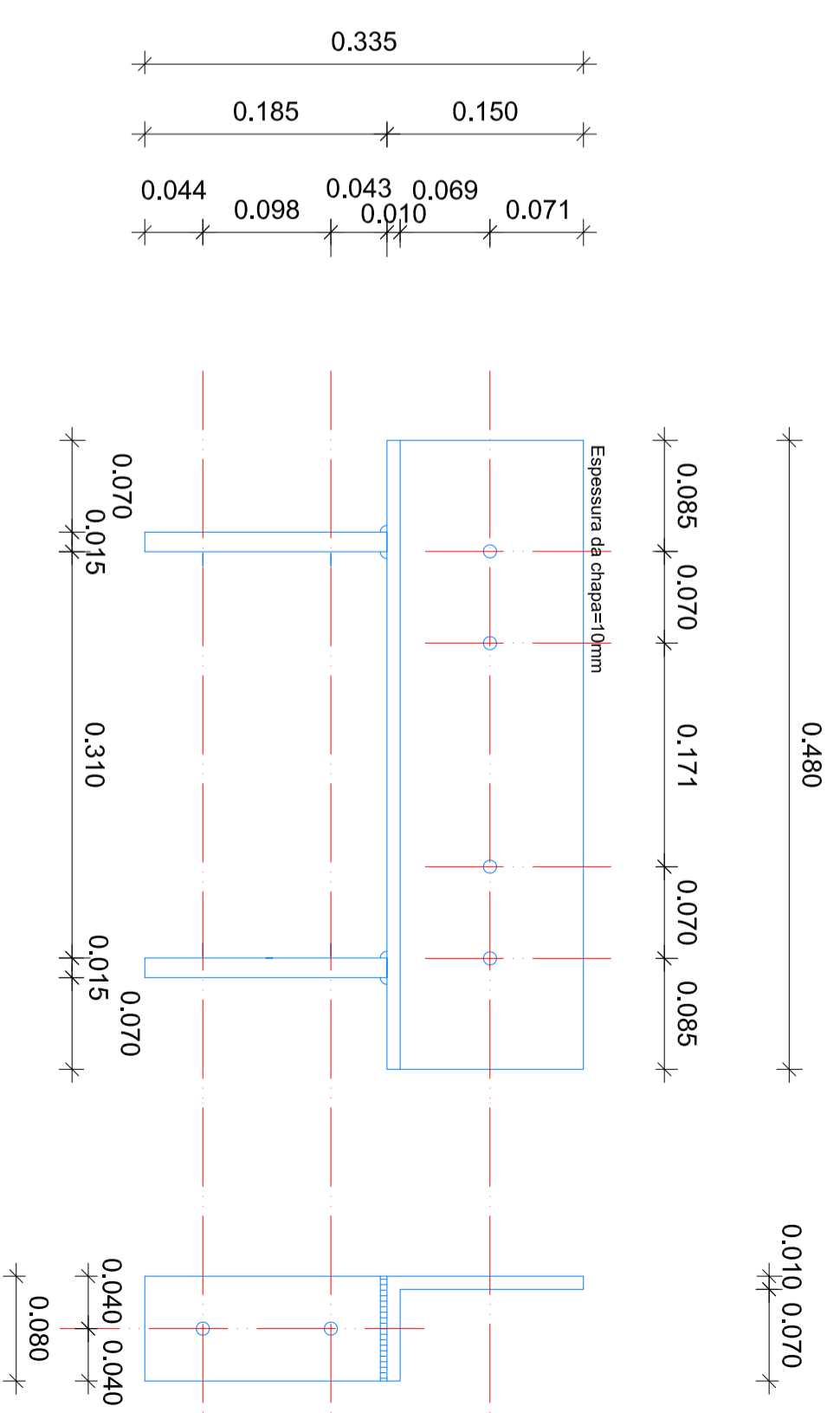
Pormenor Peça 1



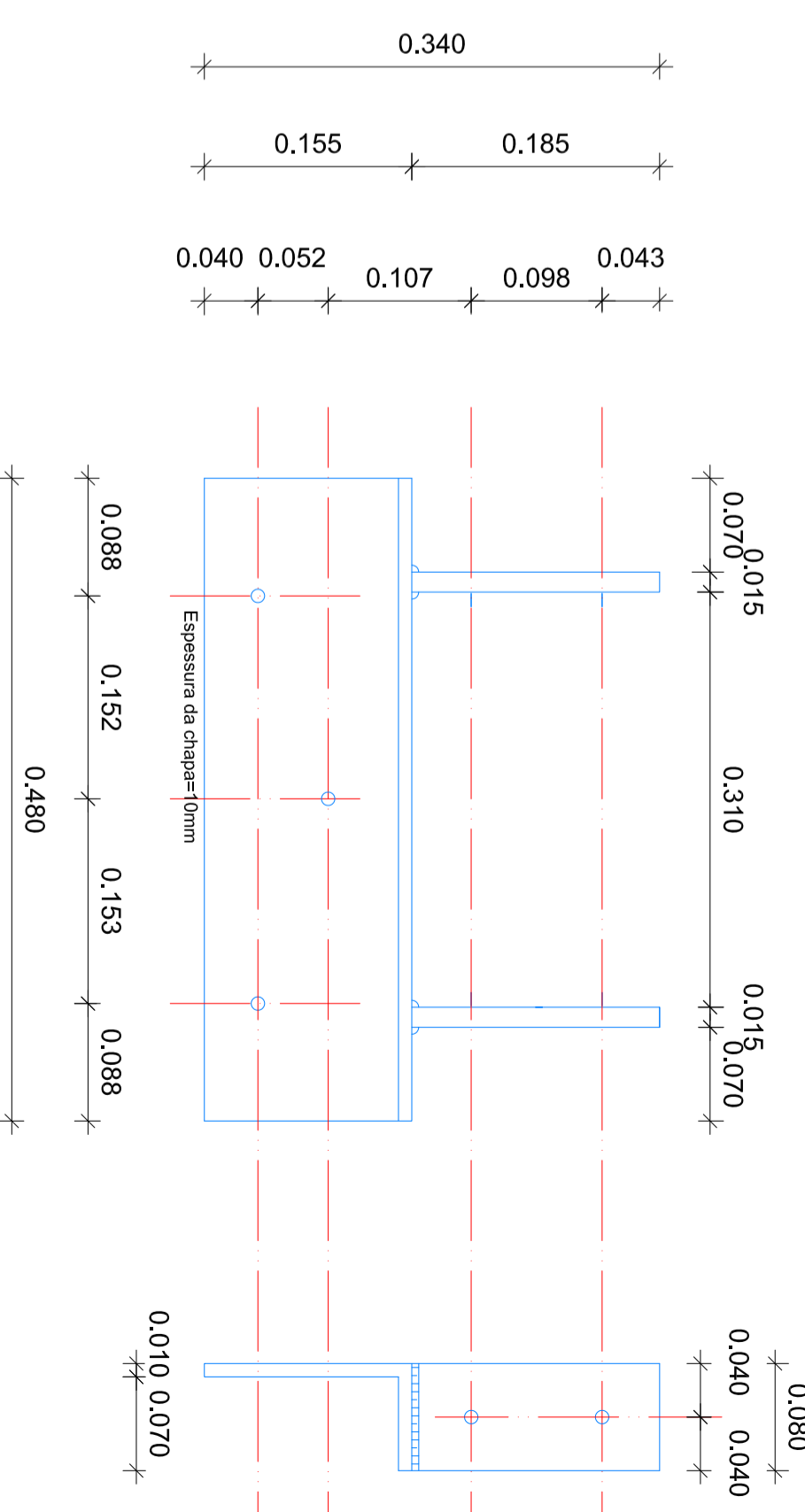
Pormenor Peça 2



Pormenor Peça 4



Pormenor Peça 3



Material:  
- Madeira da classe C24  
- Parafusos M12 de classe 8.8



Requerente:  
**Universidade do Algarve**

Aluno:  
Ana Silvestre

Data:  
Junho de 2017

Designação:  
Pormenores da Ponte de madeira da Quinta do Lago

Escala:  
1/5

Especialidade:  
Ramo de Estruturas

Desenho n.º:

Contém:  
Pormenores das peças 1, 2, 3 e 4 das ligações

2



