

INTERVENÇÃO A NÍVEL ESTRUTURAL NOS ELEMENTOS INTERIORES DE MADEIRA DE UM EDIFÍCIO ANTIGO

ANTÓNIO CÂNDIDO BRITO DIAS COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

Coorientador: Engenheiro Tiago Ilharco

FEVEREIRO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013- Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

“Os únicos limites das nossas realizações de amanhã são as nossas dúvidas e hesitações de hoje.”

Franklin Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor João Miranda Guedes, pela oportunidade concedida para realizar este trabalho junto do NCREP, pela disponibilidade ao longo do semestre, partilha de conhecimentos e sugestões que permitiram cumprir os objetivos traçados.

Ao meu coorientador Engenheiro Tiago Ilharco, um profundo agradecimento pela prontidão com que sempre me recebeu para resolver qualquer problema que surgisse, pela partilha de conhecimentos e pela disponibilização de conteúdos que em muito enriqueceram este trabalho.

Aos meus amigos e companheiros de faculdade. Sem eles, esta caminhada não seria possível.

Um agradecimento especial aos meus Pais pela compreensão e apoio incondicional durante o meu percurso académico.

À minha família, pelos valores que representa e pelo apoio incondicional.

RESUMO

A presente dissertação pretende estudar em particular pavimentos e coberturas de madeira em edifícios antigos, tendo presente o conceito de reabilitação e todo o processo necessário até à intervenção.

Num primeiro ponto é descrito o estado da Reabilitação em Portugal, referidos os entraves e as potencialidades associadas a esta prática. Dando continuidade ao tema, são abordadas as definições dos principais processos de intervenção e de seguida os aspetos mais importantes no processo de reabilitação de estruturas de madeira em edifícios antigos. A madeira, material indissociável quando se aborda o tema reabilitação, é apresentada colocando em contraponto as suas vantagens e desvantagens relativamente a outros materiais normalmente aplicados como elementos estruturais. É feita também uma descrição sucinta das suas propriedades físicas, mecânicas e a sua aplicação ao longo da história.

É feita uma caracterização dos edifícios antigos, dando a conhecer as funções dos elementos interiores e as suas características originais, dando maior destaque aos pavimentos e às coberturas de madeira.

Evidencia-se a importância das fases de inspeção e diagnóstico, como instrumentos essenciais de auxílio à intervenção de reabilitação/reforço, abordando-se ainda o modo de verificação e dimensionamento de pavimentos e coberturas de madeira segundo o Eurocódigo 5.

A aplicação prática das considerações efetuadas é realizada num estudo de caso, onde são dimensionados os elementos estruturais dos pavimentos e cobertura. Para este efeito, é apresentado o relatório de inspeção e diagnóstico realizado pelo NCREP (Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património) após visitas realizadas em Setembro de 2012, que serviu de base para o projeto de reabilitação realizado.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de madeira, Reabilitação, Edifícios antigos, Eurocódigo 5, Diagnóstico.

ABSTRACT

This thesis study in particular wood floors and roofs of old buildings, bearing in mind the concept of rehabilitation and the whole process needed until an intervention.

The first section describes the state of the rehabilitation in Portugal, the barriers and potentials associated with this practice. Furthermore, the definitions of the main processes of intervention are presented as well as the most important aspects in the rehabilitation process of wooden structures in old buildings. The wood, inseparable material when discussing the topic of rehabilitation, is presented putting in counterpoint its advantages and disadvantages relatively to other materials commonly used as structural elements. It's also made a brief description of its physical and mechanical properties and application throughout history.

A characterization of old buildings is also presented, underlining the functions of the interior elements and their characteristics in the original buildings, with more emphasis on the wooden floors and roofs.

This study highlights the importance of the phases of inspection and diagnosis, as essential tools for rehabilitation / reinforcement, and is also approached the means of verification and dimensioning of wood floors and roofs according to Eurocode 5.

The practical application of the considerations made is done on a case study and corresponds to the dimensioning of the internal structural elements of an old building, including floors and roof. For this purpose its presented the inspection report and diagnosis made by NCREP (Consultancy and Rehabilitation of Built Heritage) after some visits held in September 2012, which gave the basis for the rehabilitation project done in this work.

KEYWORDS: Wood structures, Rehabilitation, Old buildings, Eurocode 5, Diagnostic.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3 ORGANIZAÇÃO ESTRUTURAL DO RELATÓRIO.....	2
2 A MADEIRA E A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS	3
2.1 INTRODUÇÃO.....	3
2.2 DEFINIÇÃO DE CONCEITOS DE INTERVENÇÃO.....	3
2.3 METODOLOGIA DE REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS.....	4
2.4 MADEIRA COMO MATERIAL DE REABILITAÇÃO	5
2.4.1 VANTAGENS E DESVANTAGENS	6
2.4.2 ESTRUTURA MACROSCÓPICA.....	7
2.4.3 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA MADEIRA.....	9
2.4.4 PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA.....	9
2.4.4.1 Teor em água e higroscopicidade.....	9
2.4.4.2 Massa volúmica aparente.....	10
2.4.4.3 Condutividade térmica.....	10
2.4.4.4 Condutividade sonora.....	10
2.4.4.5 Retratilidade.....	10
2.4.4.6 Reação e resistência ao fogo	11
2.4.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA	13
2.4.5.1 Defeitos das peças de madeira	13
2.4.5.2 Fatores que influenciam a resistência mecânica de madeira estrutural	14
2.4.5.3 Resistência à tração e compressão	16
2.4.5.4 Resistência à flexão	17
2.4.5.5 Resistência ao corte.....	17
2.4.6 PRODUTOS DERIVADOS DA MADEIRA	17
2.4.6.1 Madeira Lamelada Colada.....	17
2.4.6.2 Aglomerado madeira-cimento (VIROC)	19
2.4.6.3 Madeira micro lamelada colada (LVL) (“ <i>Laminated veneer lumber</i> ”).....	20

2.4.6.4 Placas de aglomerado de partículas de madeiras longas e orientadas (“oriented strand board” – OSB)	21
2.4.6.5 Contraplacados (“plywood”)	21

3 EDIFÍCIOS ANTIGOS. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM MADEIRA.....23

3.1 DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO DOS EDIFÍCIOS ANTIGOS..... 23

3.2 ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS..... 26

3.2.1 PAVIMENTOS DE MADEIRA	26
3.2.1.1 Vigamento.....	27
3.2.1.2 Tarugos	30
3.2.1.3 Cadeias	32
3.2.1.4 Soalho	33
3.2.1.5 Caixa de escadas.....	33
3.2.2 COBERTURAS DE MADEIRA.....	34
3.2.3 PAREDES DE TABIQUE	37

3.3 INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS 38

3.3.1 PATOLOGIAS	38
3.3.1.1 Defeitos e anomalias do material.....	38
3.3.1.2 Ataques de Insetos e Fungos.....	40
3.3.1.3 Agentes Atmosféricos	41
3.3.2 INSPEÇÃO VISUAL E RECOLHA DE INFORMAÇÃO	41
3.3.3 INSTRUMENTOS DE DIAGNÓSTICO <i>IN SITU</i> E LABORATORIAL	42
3.3.3.1 Ensaios não destrutivos	42

4 VERIFICAÇÃO DE PAVIMENTOS E COBERTURAS SEGUNDO O EC5.....45

4.1 VERIFICAÇÃO DE PAVIMENTOS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 5..... 45

4.1.1 INTRODUÇÃO.....	45
4.1.2 CONSIDERAÇÕES BÁSICAS DE PROJETO	46
4.1.3 FATORES QUE INFLUENCIAM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA. VALORES DE CÁLCULO A ADOPTAR 47	
4.1.3.1 Teor em água na madeira. Classes de serviço	48
4.1.3.2 Duração das ações	48
4.1.3.3 Qualidade da madeira.....	50
4.1.3.4 Fator de carga partilhada (distribuída), k_{sys}	51

4.1.4	VERIFICAÇÕES NOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)	51
4.1.4.1	Verificação à flexão simples	51
4.1.4.2	Verificação à flexão desviada	52
4.1.4.3	Verificação da instabilidade lateral-torsional ou Bambeamento	53
4.1.4.4	Verificação ao corte	55
4.1.4.5	Verificação à compressão perpendicular ao fio	56
4.1.4.6	Verificação à torção	58
4.1.5	VERIFICAÇÕES NOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)	59
4.1.5.1	Verificação da deformação	59
4.1.5.2	Verificação da vibração	63
4.2	VERIFICAÇÃO DE COBERTURAS SEGUNDO O EC5	65
4.2.1	INTRODUÇÃO	65
4.2.2	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS NÓS	66
4.2.3	VERIFICAÇÃO DAS ASNAS DE MADEIRA	66
4.2.3.1	Tração paralela ao fio	67
4.2.3.2	Compressão paralela ao fio	67
4.2.3.3	Flexão simples	67
4.2.3.4	Flexão composta com tração	68
4.2.3.5	Flexão composta com compressão	68
4.2.3.6	Verificação da segurança das ligações das asnas	70
4.3	VERIFICAÇÃO AO FOGO	71
4.3.1.1	Revestimento de proteção contra incêndio	75
4.3.1.2	Método simplificado da secção transversal efetiva	75
4.3.1.3	Método simplificado de redução de propriedades	76
4.3.1.4	Comparação entre os dois métodos simplificados	76
5	ESTUDO DE CASO	77
5.1	INTRODUÇÃO	77
5.2	CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO	77
5.2.1	O EDIFÍCIO	77
5.2.2	SONDAGENS REALIZADAS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	83
5.2.3	ELEMENTOS ESTRUTURAIS - PAREDES	84
5.2.3.1	Introdução	84
5.2.3.2	Parede 1 – Fachada principal	85
5.2.3.3	Parede 2	86
5.2.3.4	Parede 3	89

5.2.3.5	Parede 4	91
5.2.3.6	Outras paredes estruturais	92
5.2.4	ELEMENTOS ESTRUTURAIS – PAVIMENTOS E ESCADAS	92
5.2.5	ELEMENTOS ESTRUTURAIS - COBERTURA	95
5.3	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO.....	95
6	PROJECTO DE REABILITAÇÃO	97
6.1	INTRODUÇÃO.....	97
6.2	MATERIAL UTILIZADO	97
6.3	ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO.....	98
6.4	DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS	98
6.4.1	PISO 0.....	99
6.4.1.1	Viga 1	101
6.4.1.2	Vigas 2,3 e 4.....	112
6.4.2	PISO 1.....	122
6.4.2.1	Viga 5	124
6.4.2.2	Viga 6	126
6.4.2.3	Viga 7	128
6.4.3	PISO 2.....	132
6.4.3.1	Viga 8 (móveis cozinha)	133
6.4.3.2	Vigas 9,10 e 11	135
6.4.4	PISO 3.....	139
6.4.5	LIGAÇÕES	142
6.4.5.1	Ligação Vigamento Principal – Vigamento transversal.....	143
6.4.5.2	Ligação Vigamento Principal- Tarugo	145
6.4.5.3	Ligação Vigamento Principal – Parede de alvenaria	146
6.5	DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA.....	147
6.5.1	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS PERNAS DA ASNA.....	153
6.5.2	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA LINHA DA ASNA	153
6.5.3	VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ASNA	154
6.5.4	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS ASNAS DE APOIO À CLARABOIA	154
6.5.5	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA LIGAÇÃO LINHA-PERNA	156
7	CONCLUSÃO	161
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	163
	ANEXOS	167

PLANTAS - ALTERAÇÕES	168
ALTERAÇÕES PISO -1	168
ALTERAÇÕES PISO 0	169
ALTERAÇÕES PISO 1	170
ALTERAÇÕES PISO 2	171
ALTERAÇÕES PISO 3	172
COBERTURA	173
PLANTAS COTADAS.....	174
PLANTA COTADA PISO 0	174
PLANTA COTADA PISO 1	175
PLANTA COTADA PISO 2	176
PLANTA COTADA PISO 3	177
PLANTA COTADA COBERTURA.....	178
LIGAÇÕES.....	179
LIGAÇÕES ALUMINI	179
LIGAÇÕES ALUMIDI	180
LIGAÇÕES COM PARAFUSOS VGZ DA ROTHOBLAAS.....	181
LIGAÇÕES HILTI	182

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Metodologia de restauro de edifícios históricos (Faria, 2002a)	5
Figura.2.2 – Secções da madeira: ([3])	8
Figura 2.3 - Estrutura macroscópica de um tronco de árvore. Legenda: A – medula, B – cerne, C- raio medular, D – borne, E- câmbio, F – líber, G – casca (Negrão, et al., 2009).....	8
Figura 2.4 - Variação dimensional nos diferentes cortes feitos num tronco ([5])	11
Figura 2.5 - Secção de uma viga lamelada colada, exposta ao fogo durante 30 minutos ([5])	12
Figura 2.6 - Estrutura metálica completamente deformada suportada por uma viga de madeira após incêndio ([5])	12
Figura 2.7 - Nó, descaio e bolsa de resina [3]	14
Figura 2.8 - Inclinação do fio, fendas [3]	14
Figura 2.9 - Fluência da madeira (Martins, 2010).....	15
Figura 2.10 - Curva de tensão-extensão de provetes de madeira limpa (Negrão, et al., 2009)	17
Figura 2.11 - Fingerjoint	18
Figura 2.12 - Colagem da MLC	18
Figura 2.13 - Painel viroc aplicada em pavimentos [6]	20
Figura 2.14 - Madeira micro lamelada colada (LVL) ([4]).....	20
Figura 2.15 – Placa de aglomerado de partículas de madeira orientadas (OSB).....	21
Figura 2.16 – Contraplacados ([3])	21
Figura 3.1 - Piso recuado em tabique com revestimento exterior de soletos de ardósia (NCREP).....	24
Figura 3.2 - Parede de tabique (NCREP).....	24
Figura 3.3 - Pavimento de madeira (NCREP)	25
Figura 3.4 – Clarabóia (NCREP)	25
Figura 3.5 - Escadas (NCREP).....	25
Figura 3.6 - Estrutura da cobertura e claraboia que interrompe o espaçamento das asnas (Fonte: NCREP).....	26
Figura 3.7 – Vigamento com paus rolados falqueados apenas na face superior. Edifício da rua António Carneiro, Porto (Costa, et al., 2007)	27
Figura 3.8 – Vigamento em troncos falqueados nas quatro faces. Edifício do Largo de São Domingos, Porto (Ilharco, 2008)	27
Figura 3.9 – Troncos falqueados de meia falca e aresta viva (Ilharco, 2008)	27
Figura 3.10 - Vigas esquadriadas. Edifício do Largo de S. Domingos, Porto (Ilharco, et al., 2006)	27
Figura 3.11 - Esquema estrutural de um pavimento de madeira (Appleton, 2003).....	28
Figura 3.12 – Entrega de vigas com topo alternado encastradas em paredes de alvenaria (Ilharco, et al., 2006).....	29
Figura 3.13 - Entrega de viga com tratamento (Costa, et al., 2007).....	29
Figura 3.14 - Ferrolhos com ligação à face exterior da parede de alvenaria e ferrolho de esquadro interior (Segurado, 1942)	29
Figura 3.15 - Cachorro embebido na parede apoiando o frechal de madeira que por sua vez apoia a viga (Segurado, 1942).....	30
Figura 3.16 – Vigas apoiadas em frechal. Palácio Belomonte, Porto, (Costa, et al., 2007)	30
Figura 3.17- Tarugos com secção circular (Ilharco, et al., 2006)	31
Figura 3.18 - Tarugos com secção retangular (Ilharco, et al., 2006).....	31
Figura 3.19 - Tarugos de cruzeta executados com ripas de madeira (Ilharco, 2008)	31
Figura 3.20 - Tarugos de cruzeta executados com ripas de madeira (Costa, 1955)	31
Figura 3.21 - Tarugos entalonados (Costa, 1955).....	32

Figura 3.22 – Cadeia (Costa, 1955)	32
Figura 3.23 - Cadeia em zona da chaminé (Segurado, 1942)	32
Figura 3.24 - Apoio das vigas principais do sobrado em frente a cada abertura através de cadeias (Teixeira, 2004).....	32
Figura 3.25 - Soalho à inglesa (Lamas, 2003)	33
Figura 3.26 - Soalho à portuguesa (Lamas, 2003).....	33
Figura 3.27 - Corte longitudinal de escadas com dois lanços.....	33
Figura 3.28 - Corte longitudinal de escadas com 3 lanços	33
Figura 3.29 - Patamar de piso das escadas (Ilharco, 2008)	34
Figura 3.30 - Pormenor de lanço de escadas com pau rolado e revestimentos (Teixeira, 2004).....	34
Figura 3.31 - Pernas com secção retangular (Ilharco, 2008).....	34
Figura 3.32 - Cobertura tradicional de madeira portuguesa simples ou de Palládio (Branco, et al., 2006)	35
Figura 3.33 - Organização tradicional de uma cobertura de madeira (Branco, et al., 2010)	35
Figura 3.34 - Asna simples constituída por linha, pernas e pendural apoiado na linha (Branco, et al., 2010)	35
Figura 3.35 - Asna simples constituída por linha, pernas e pendural fixados por elementos metálicos à linha (Branco, et al., 2010)	35
Figura 3.36 - Asna composta com tirantes de ferro reforçada com braçadeiras, tês e pés de galinha (Appleton, 2003)	36
Figura 3.37 - Parede de tabique simples ([1])	37
Figura 3.38 - Fasquio com enchimento ([2])	37
Figura 3.39 - Nó em viga de madeira (Pereira, 2009)	39
Figura 3.40 - Linha com fenda de secagem extensa e que indica a direção inclinada do fio (Feio, et al., 2005)	39
Figura 3.41 - Pormenor de uma fenda longitudinal (Pereira, 2009)	39
Figura 3.42 - Presença de fungos xilófagos (Ilharco, 2008)	40
Figura 3.43 - Presença de insetos xilófagos (Ilharco, 2008).....	41
Figura 3.44 - Resistograph e dispositivo de recolha de dados (Ilharco, 2008)	43
Figura 3.45 - Pilodyn e esquema de funcionamento (Ilharco, 2008).....	43
Figura 4.1 - Viga simplesmente apoiada submetida a flexão constante (Alvarez, et al., 2000)	53
Figura 4.2 – Bambeamento (Alvarez, et al., 2000).....	53
Figura 4.3 - Tensões tangenciais de corte e de deslizamento (Alvarez, et al., 2000).....	55
Figura 4.4 - Apoios da viga (CEN, 2004a)	58
Figura 4.5 - Componentes da flecha de uma barra simplesmente apoiada	62
Figura 4.6 - Pares de valores a e b recomendados	64
Figura 4.7 - Pormenor da ligação Linha-Perna	70
Figura 4.8 - Fator de redução versus rácio $Q_{k,1}/G_k$ de acordo com a expressão (4.74) (adaptado de (CEN, 2004b))	73
Figura 4.9 – Taxa de carbonização unidimensional e nominal (CEN, 2004b).....	74
Figura 5.1 – Implantação do edifício.....	78
Figura 5.2 – Vista da cobertura (fonte: maps.google.com).....	78
Figura 5.3 – Fachada principal (pisos 0,1,2 e 3)	78
Figura 5.4 - Fachada posterior (pisos 1,2 e 3)	78
Figura 5.5 – Parede de empena em alvenaria de granito no piso 1.....	79
Figura 5.6 – Transição de alvenaria de pedra para alvenaria de tijolo.....	79
Figura 5.7 - Parede de empena de tabique no piso 3	79

Figura 5.8 - Piso -1.....	80
Figura 5.9 - Piso 0.....	80
Figura 5.10 – Compartimento na fachada principal e instalação sanitária na fachada posterior (piso 1)	80
Figura 5.11 - Janela na divisão interior vista do compartimento e da caixa de escadas.....	81
Figura 5.12 - Escada de comunicação entre os pisos -1 e 0.....	81
Figura 5.13 - Escada central de acesso aos pisos superiores (fonte: (NCREP, 2012).....	81
Figura 5.14 - Claraboia da zona da caixa de escadas.....	81
Figura 5.15 - Vestígios de incêndio observáveis nas paredes e nas vigas de madeira.....	82
Figura 5.16 - Levantamento arquitetónico do edifício.....	82
Figura 5.17 - Levantamento arquitetónico do edifício, pisos inferiores.....	83
Figura 5.18 - Sondagem na zona de transição entre alvenaria de pedra e tijolo.....	84
Figura 5.19 - Abertura de janela de sondagem na zona de ancoragem de tirante metálico.....	84
Figura 5.20 - Designação e localização das paredes resistentes do edifício.....	84
Figura 5.21 - Cantaria presente na fachada principal.....	85
Figura 5.22 - Tirante embebido na parede 2 para contraventamento da fachada principal.....	85
Figura 5.23 – Parede 1 do piso 3.....	85
Figura 5.24 – Pormenor do tabique com ligação metálica à parede 2.....	85
Figura 5.25 – Vista exterior da Parede 1.....	86
Figura 5.26 – Falta de elementos de recobrimento da fachada (Parede 1).....	86
Figura 5.27 – Parede 2 em alvenaria de pedra, Piso 0.....	87
Figura 5.28 – Parede 2, zona de transição para alvenaria de tijolo.....	87
Figura 5.29 - Parede 2, piso 3 em tabique duplo.....	87
Figura 5.30 - Parede 2, piso 3, pormenor do seu estado de conservação.....	87
Figura 5.31 - Fungos presentes em blocos de granito no piso -1.....	87
Figura 5.32 – Parede 2, aspeto geral no piso 2.....	88
Figura 5.33 – Topo da parede 2 no piso 2 (zona de apoio da laje do piso 3).....	88
Figura 5.34 - Desagregação granular de elementos de tijolo maciço.....	88
Figura 5.35 - Parede de tabique degradada no piso 3.....	89
Figura 5.36 - Parede 2 com falta de soletos de ardósia.....	89
Figura 5.37 – Parede 3, piso 1: alvenaria de granito.....	90
Figura 5.38 – Parede 3, piso 2: alvenaria de tijolo maciço.....	90
Figura 5.39 - Parede 3, piso 3: tabique.....	90
Figura 5.40 – Parede 4, fachada posterior: visão geral.....	91
Figura 5.41 – Parede 4, à cota do piso 2 com marcas aparentemente relacionada com uma antiga cobertura.....	91
Figura 5.42 – Parede 4, piso 1: sondagem efetuada na zona de antiga abertura - exterior.....	91
Figura 5.43 – Parede, piso 1: sondagem efetuada na zona de antiga cobertura - interior.....	91
Figura 5.44 – Pavimento do piso 0.....	92
Figura 5.45 – Piso -1: perfis metálicos de suporte do pavimento de madeira do piso 0 e da caixa de escadas.....	92
Figura 5.46 – Pavimento do piso 2 carbonizado.....	93
Figura 5.47 – Zona do pavimento do piso 3 em betão armada com perfis metálicos embebidos.....	93
Figura 5.48 – Pavimento do piso 3 na zona posterior, com vigamentos de madeira.....	93
Figura 5.49 – Degradação dos perfis metálicos no piso 3.....	94
Figura 5.50 – Presença de fungos de podridão na zona de apoio das vigas.....	94
Figura 5.51 – Caixa de escadas entre piso 0 e piso 1.....	94

Figura 5.52 – Caixa de escadas dos pisos superiores (vista do piso 3).....	94
Figura 5.53 - Pormenor de constituição da caixa de escadas, piso 1 e para o piso 2	95
Figura 5.54 – Pormenor de apoio da cobertura na parede de tabique, com degradação intensa na zona de apoio	95
Figura 6.1 - Corte construtivo do pavimento de madeira.....	97
Figura 6.2 - Configuração do pavimento do piso 0.....	101
Figura 6.3 - Modelação em ROBOT – Piso 0.....	112
Figura 6.4 - Secções das vigas em mm - vista em planta - Piso 0.....	113
Figura 6.5 - Planta estrutural do Piso 0	121
Figura 6.6 - Configuração do pavimento do piso 1.....	123
Figura 6.7 - Planta estrutural do piso 1.....	131
Figura 6.8 - Configuração do piso 2	133
Figura 6.9 - Modelação do conjunto particular do piso 2 no ROBOT	135
Figura 6.10 - Secções finais das vigas em análise - Piso 2.....	136
Figura 6.11 - Planta estrutural do Piso 2.....	138
Figura 6.12 - Configuração do pavimento do piso 3.....	140
Figura 6.13 - Planta estrutural do piso 3.....	142
Figura 6.14 - Ligações Piso Térreo – Legenda: Ligação 1 –viga principal/viga transversal; Ligação 2 – viga principal/tarugo; Ligação 3 – viga principal/parede alvenaria.....	143
Figura 6.15 - Representação da ligação ALU em dois elementos transversais de madeira ([7]).....	144
Figura 6.16 - Tamanhos para as diferentes aplicações ([7]).....	144
Figura 6.17 - Pormenor de ligação ALU da Rothoblaas com as dimensões a considerar	144
Figura 6.18 - Pormenor da ligação tipo 1 em planta e corte	145
Figura 6.19 - Pormenor tipo da ligação vigamento principal/tarugo em corte e em planta	145
Figura 6.20 - Ligação Vigamento de madeira/parede de alvenaria.....	146
Figura 6.21 – Ligação vigamento/parede de alvenaria, vista de pormenor.	147
Figura 6.22 - Modelação da cobertura.....	147
Figura 6.23 - Dimensões dos elementos da asna simples [m].....	148
Figura 6.24 - Pormenor da constituição da cobertura	148
Figura 6.25 - Ação do vento na cobertura.....	152
Figura 6.26 - Dimensões da asna de apoio à claraboia	154
Figura 6.27 - Pormenor da ligação Linha-Perna	156
Figura 6.28 - Configuração final da asna tipo	157
Figura 6.29 - Pormenor ligação Linha-Perna	158
Figura 6.30 - Planta estrutural da cobertura	159

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro.2.1 - Vantagens e desvantagens da madeira maciça (Henriques, 2002)	6
Quadro.2.2 - Comparação de características entre madeira maciça e outros materiais estruturais (Henriques, 2002)	7
Quadro 2.3 - Composição química da madeira ([3]).....	9
Quadro 2.4 - Propriedades mecânicas de madeira lamelada colada.....	19
Quadro 4.1 - Sobrecargas em pavimentos e escadas de edifícios (CEN, 2002b).....	47
Quadro 4.2 - Classes de duração das ações (CEN, 2004a)	48
Quadro 4.3 - Valores de k_{mod} (CEN, 2004a)	49
Quadro 4.4 – Coeficiente parcial de segurança (g_M) (CEN, 2004b)	49
Quadro 4.5 – Classes de resistência da madeira de resinosas segundo EN338 (CEN, 2003)	50
Quadro 4.6 – Classes de resistência da madeira de folhosas segundo EN338 (CEN, 2003)	51
Quadro 4.7 – Fator b_v para diferentes combinações de apoio e carregamento (Alvarez, et al., 2000).....	54
Quadro 4.8 - Coeficiente a (Porteous, et al., 2007))	59
Quadro 4.9 - Valores de k_{def} (CEN, 2004a)	60
Quadro 4.10 - Valores limite para deformações.....	62
Quadro 4.11 - Valores de k_{fi} (adaptado de (CEN, 2004b))	72
Quadro 4.12 – Valores da taxa de carbonização unidimensional e nominal (adaptado de (CEN, 2004b))	75
Quadro 6.1 - Áreas e tipo de utilização dos pisos	99
Quadro 6.2 - Ações para cálculo dos pavimentos de madeira.....	99
Quadro 6.3 - Parâmetros para combinações de ações (CEN, 2002a)	100
Quadro 6.4 - Valores para k_{mod} e k_{def}	100
Quadro 6.5 - Características Viga 1.....	101
Quadro 6.6 – Cargas a atuar no pavimento	102
Quadro 6.7 - Pares de valores a e b	108
Quadro 6.8 - Parâmetros necessários para determinação da secção efetiva ao fogo para madeira lamelada colada.....	110
Quadro 6.9 - Cargas permanentes e sobrecarga no conjunto de vigas - Piso 0	113
Quadro 6.10 – Esforços máximos nas vigas 2, 3 e 4 - Piso 0 (ELU).....	114
Quadro 6.11 - Verificação ao corte - Viga 2	115
Quadro 6.12 - Verificação dos critérios de dimensionamento à compressão perpendicular ao fio - Viga 2	116
Quadro 6.13 - Deformação instantânea na direção z - Viga 2	116
Quadro 6.14 – Verificação à vibração – Viga 2	117
Quadro 6.15 - Esforços na viga em situação de incêndio - Viga 2.....	117
Quadro 6.16 - Valores para a secção efetiva ao fogo - Viga 2	117
Quadro 6.17 - Verificação dos critérios de dimensionamento em situação de incêndio - Viga 2	117
Quadro 6.18 - Verificação ao corte - Viga 3	119
Quadro 6.19 - Verificação da deformação instantânea - Viga 3	119
Quadro 6.20 - Verificação da deformação final - Viga 3	119
Quadro 6.21 - Esforços na viga em situação de incêndio - Viga 3.....	119
Quadro 6.22 - Dimensões da secção efetiva ao fogo da viga 3.....	120
Quadro 6.23 - Verificação dos critérios de dimensionamento em situação de incêndio - Viga 3	120
Quadro 6.24 - Coeficientes de sobrecarga para habitação	122
Quadro 6.25 - Valores para as cargas a atuar no piso 1	122

Quadro 6.26 - Cargas permanentes, sobrecargas e combinação de ações - Viga 5.....	124
Quadro 6.27 - Verificação à flexão simples - Viga 5.....	125
Quadro 6.28 - Verificação ao corte - Viga 5.....	125
Quadro 6.29 - Verificação da deformação instantânea - Viga 5	125
Quadro 6.30 - Verificação da deformação final - Viga 5.....	125
Quadro 6.31 – Verificação à vibração – Viga 5.....	126
Quadro 6.32 - Características Viga 6.....	126
Quadro 6.33 - Pesos próprios dos elementos do pavimento.....	126
Quadro 6.34 - Cargas permanentes, sobrecargas e combinação de ações - Viga 6.....	126
Quadro 6.35 - Verificação à flexão simples - Viga 6.....	127
Quadro 6.36 - Verificação ao corte - Viga 6.....	127
Quadro 6.37 - Verificação da deformação instantânea - Viga 6	127
Quadro 6.38 - Verificação da deformação final - Viga 6.....	128
Quadro 6.39 - Verificação à vibração - Viga 6	128
Quadro 6.40 - Frequência natural da viga 6 com banheira cheia	128
Quadro 6.41 - Característica Viga 7	129
Quadro 6.42 - Pesos próprios dos elementos do pavimento.....	129
Quadro 6.43 - Cargas permanentes, sobrecarga e combinação de ações – Viga 7	129
Quadro 6.44 - Verificação à flexão simples - Viga 7.....	129
Quadro 6.45 - Verificação ao corte - Viga 7.....	130
Quadro 6.46 - Verificação da deformação instantânea - Viga 7	130
Quadro 6.47 - Verificação da deformação final - Viga 7.....	130
Quadro 6.48 - Verificação à vibração - Viga 7	130
Quadro 6.49 - Cargas para o piso 2	132
Quadro 6.50 - Cargas permanentes, sobrecarga e combinação de ações - Viga 8	134
Quadro 6.51 - Verificação à flexão simples - Viga 8.....	134
Quadro 6.52 - Verificação ao corte - Viga 8.....	134
Quadro 6.53 - Verificação da deformação instantânea - Viga 8	135
Quadro 6.54 - Verificação da deformação final - Viga 8.....	135
Quadro 6.55 - Verificação à vibração - Viga 8	135
Quadro 6.56 – Cargas permanentes e sobrecargas no conjunto de vigas.....	136
Quadro 6.57 - Esforços máximos nas vigas em análise - Piso 2.....	137
Quadro 6.58 - Verificações regulamentares para as vigas 9, 10 e 11	137
Quadro 6.59 - Cargas para o piso 3	139
Quadro 6.60 - Cargas permanentes e sobrecarga no piso 3.....	139
Quadro 6.61 - Dimensões das vigas do piso 3	141
Quadro 6.62 - Verificações regulamentares - Piso 3.....	141
Quadro 6.63 - Ligações adotadas para vigas transversais.....	144
Quadro 6.64 - Valores resistência da ligação à parede e verificação de segurança da ligação	146
Quadro 6.65 - Cargas permanentes da cobertura.....	148
Quadro 6.66 - Esforços nos elementos da asna para as diferentes combinações	152
Quadro 6.67 - Valores para determinação de $k_{c,z}$	153
Quadro 6.68 – Interação do momento fletor e compressão.....	153
Quadro 6.69 – Verificação da Interação do momento fletor e tração na linha da asna	154
Quadro 6.70 - Valores de deformação dos elementos da asna.....	154
Quadro 6.71 - Esforços nos elementos da asna para as diferentes combinações na zona da claraboia	155

Quadro 6.72 – Verificação à flexão composta com compressão - Pernas	155
Quadro 6.73 – Verificação da Interação do momento fletor e tração na linha da asna.....	155
Quadro 6.74 Valores de deformação dos elementos da asna junto à claraboia.....	155

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC5 – Eurocódigo 5

NCREP – Consultoria em reabilitação do edificado e património

VIROC – Paineis cimento-madeira

E_d - valor de cálculo do módulo de elasticidade (GPa)

E_{mean} - valor médio do módulo de elasticidade (GPa)

$E_{mean,fin}$ – valor do módulo de elasticidade após fluência (GPa)

$f_{c,0,d}$ – resistência à compressão na direção do fio

$f_{c,90,k}$ – resistência à compressão perpendicular ao fio

$f_{m,k}$ – resistência à flexão

$f_{t,0,d}$ – resistência à tração na direção do fio

$f_{t,90,d}$ – resistência à tração na direção perpendicular ao fio

$f_{v,d}$ – resistência ao corte

G_d - valor de cálculo do módulo de elasticidade transversal

G_{mean} – valor médio do módulo de elasticidade transversal

$k_{c,y}$ ou $k_{c,z}$ – fator de instabilidade

k_{crit} – fator de bambeamento

k_{def} – fator de deformação

k_h – fator de tamanho

k_m – fator que tem em conta a redistribuição dos esforços de flexão na secção transversal

k_{mod} – fator de modificação

k_{shape} – fator dependente da forma da secção transversal

u_{creep} – deformação por fluência

u_{fin} – deformação final

u_{inst} – deformação instantânea

X_d – Valor de cálculo de uma propriedade de resistência

X_k – Valor característico de uma propriedade de resistência

$\psi_{0,i}$ – Coeficientes para o valor da combinação de acções variáveis

$\psi_{2,i}$ – Coeficientes para o valor quase-permanente das acções variáveis

$\lambda_{rel,y}$ - esbelteza relativa correspondente à flexão segundo o eixo y

$\lambda_{rel,z}$ - esbelteza relativa correspondente à flexão segundo o eixo z

λ_y – esbelteza correspondente à flexão segundo o eixo y

λ_z – esbelteza correspondente à flexão segundo o eixo z

ρ_k – densidade característica

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A reabilitação de edifícios antigos tem vindo a adquirir uma importância crescente tendo em conta a necessidade de promover a preservação do património arquitetónico e ainda a crescente consciência de que a atividade é potencialmente interessante para projetistas e construtores. Nos dias de hoje, apresenta-se como uma prioridade nacional e também como uma oportunidade para revitalizar as cidades e melhorar o desempenho energético-ambiental do meio edificado.

Como podemos ver nas nossas cidades, a degradação é progressiva, tanto nos seus edifícios como nos espaços exteriores. Esta degradação é sobretudo decorrente do envelhecimento natural e da sobrecarga de usos. A importância de intervenções pontuais é evidente, e mais ainda, a vontade das mais diversas entidades particulares de se empenharem na reabilitação das suas propriedades. A verdadeira reabilitação não poderá ser realizada sem a participação ativa e financeira dos particulares, numa perspetiva de sustentabilidade dos processos.

Nestas condições, assistimos a uma degradação das condições de vida nos centros históricos, que conduziu a uma desertificação significativa, com os inevitáveis custos económicos, ambientais e sociais. Esta situação é tanto mais dramática quando, num Mundo globalizado, uma das principais fontes de riqueza se reconduz à singularidade cultural, que tem, como uma das suas mais ricas manifestações, o património histórico edificado.

A panóplia de ações que se pode desenvolver no ato da reabilitação de edificado pode envolver a execução de instalações e sistemas de serviços, acessos, iluminação, equipamentos e acabamentos, preservando, sempre que possível, as partes características que transmitem o valor histórico, cultural e arquitetónico desse edificado.

A madeira entra na área da reabilitação com o crédito de ser o material mais presente nas construções dos edifícios antigos. A sua utilização como material na reabilitação deste património edificado é evidente, contribuindo para a manutenção da identidade, do valor histórico e do respeito pelas características do edifício herdadas do seu passado.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Este trabalho tem como objetivo aplicar o conceito de reabilitação a edifícios antigos com especial incidência sobre os elementos interiores, que usam como material de construção a madeira. Pretende-se dar a conhecer o comportamento deste material como elemento estrutural, as suas características e por fim a sua aplicação no dimensionamento de elementos estruturais interiores de um edifício antigo,

nomeadamente pavimentos e cobertura. Não menos importante, pretende-se explorar todo o processo até à intervenção final num edifício antigo, passando pelo conhecimento das características dos elementos em estudo nos edifícios antigos e a inspeção e diagnósticos destes.

1.3 ORGANIZAÇÃO ESTRUTURAL DO RELATÓRIO

No presente trabalho começa-se por dar a conhecer um pouco do estado da reabilitação em Portugal e dos entraves e potencialidades associadas a esta prática.

De seguida pretende-se caracterizar a madeira como elemento estrutural, as suas vantagens, inconvenientes e as suas aplicações. Simultaneamente procura-se caracterizar os elementos constituintes de um edifício antigo, apresentando as características mais comuns presentes na maioria dos edifícios antigos construídos antes de 1940.

São abordados depois aspetos relacionados com inspeção e diagnóstico de edifícios antigos e as bases de dimensionamento para estruturas em madeira, nomeadamente pavimentos e coberturas.

Dando continuidade ao tema de reabilitação, é apresentado o relatório de inspeção e diagnóstico de um edifício localizado na Ribeira do Porto e de seguida é feito o estudo a nível estrutural dos elementos interiores desse mesmo edifício que sofrerá uma intervenção de forma a dar de novo vida a um edifício desocupado.

2

A MADEIRA E A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS

2.1 INTRODUÇÃO

O termo reabilitação, quando aplicado à construção civil, refere-se ao ato de intervenção necessário em edifícios ou propriedades, de forma a prolongar a sua vida útil e o seu valor económico e assim melhorar a qualidade de vida dos residentes.

Em Portugal, a maior parte dos edifícios necessários já estão construídos. Um milhão de edifícios foram construídos antes de 1945. Assim, reabilitar edifícios antigos significa preservar uma grande parte dos elementos construídos, reduzindo a quantidade de demolições necessárias e das correspondentes reconstruções. Reabilitar significa consumir menores quantidades de energia na produção e aplicação de produtos de construção, reduzir as emissões de CO₂ e limitar as quantidades de produtos de demolição a remover e destruir (Appleton, 2010).

Segundo o mesmo autor, a reabilitação de edifícios, por contraposição à construção nova, deve ser olhada sem perder de vista os valores antes referidos, ou seja, não se pode dizer que reabilitar é caro ou barato apenas com base numa comparação de custos de construção por m² da mesma.

No entanto Portugal continua a não apostar neste campo ao nível de outros países. O documento (ICOMOS, 2004) diz o seguinte: “Portugal teima em manter-se como um caso único na Europa, onde a reabilitação do património edificado possui uma expressão marginal no total do mercado de construção”.

2.2 DEFINIÇÃO DE CONCEITOS DE INTERVENÇÃO

A intervenção no edifício depende do nível de degradação e dos objetivos subjacentes à intervenção pelo que interessa identificar os diferentes processos de intervenção nomeadamente: Manutenção, Conservação, Reabilitação e Reconstrução. Os conceitos abordados têm como base os apresentados pelo International Council on Monuments and Sites (ICOMOS). Assim entende-se os diferentes processos de intervenção da seguinte forma (Costa, et al., 2011):

- **Manutenção** - refere-se ao trabalho de rotina necessário para manter o edifício num estado próximo do original, incluindo todos os seus componentes, quer sejam jardins, equipamentos ou outros elementos. Deve igualmente ter uma ação preventiva em relação a potenciais danos, conhecendo-se igualmente os processos de decaimento das estruturas e a durabilidade dos materiais. Deve ter na base um plano de trabalhos, com identificação de ações e a sua periodicidade, bem como uma previsão dos custos associados.

- **Restauro** – refere-se à ação num edifício, ou parte deste, que está degradado, em ruína ou que se considera que foi inapropriadamente reparado no passado, sendo a sua “alteração”/ação executada com o objetivo de colocá-lo de acordo com o desenho ou aparência de uma data anterior, reconhecido como tendo o maior valor de autenticidade. O respeito pelo passado e as técnicas que exige este tipo de intervenção pressupõe um estudo amplo em fase de projeto, de forma a escolher as melhores soluções de intervenção para cada caso.
- **Conservação** – refere-se apenas a ações de salvaguarda relativa a acidentes históricos com a combinação de proteção e reabilitação ativa. Conservação é um estado ou um objetivo e não, em sentido técnico, uma atividade.
- **Reabilitação** – refere-se a qualquer ação que assegure a sobrevivência e a preservação para o futuro de: edifícios, bens culturais, recursos naturais, energia ou outra fonte de conhecimento com valor. A avaliação da função adequada/compatível com a estrutura e tipologia do edifício é uma das premissas deste processo. Por este facto os casos de demolição total do interior do edifício e simples manutenção das fachadas não se considera dentro deste tipo de intervenção.
- **Alteração** – refere-se ao trabalho produzido na construção que não se enquadra na manutenção ou na reparação, sendo o objetivo a modificação ou alteração do funcionamento ou alteração da aparência.
- **Conversão** – é a alteração a produzir no edifício para lhe mudar a função.
- **Reconstrução** – entende-se mais como uma operação associada ao desenho/conceção do que ao objeto construído. Assim pode-se entender que o desenho pode ser reconstruído baseado em evidências ou em documentos ou em ambos, fazendo-se a reposição parcial ou total dos elementos seguindo o desenho original. Este processo é normalmente utilizado para colmatar o desaparecimento de partes importantes da construção original e de que se considera importante a respetiva reposição.
- **Reforço** – intervenções a realizar para aumentar a capacidade de carga de uma construção.
- **Reversibilidade** – é o conceito de levar a cabo um trabalho num edifício ou em parte deste, de forma a que este possa retornar ao estado anterior, num qualquer momento futuro, com alterações mínimas produzidas na construção, sem modificar qualquer dos elementos que lhe conferem autenticidade.

2.3 METODOLOGIA DE REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS

Segundo (Faria, 2002a) os aspetos mais importantes a salientar no processo de reabilitação de estruturas de madeira em edifícios antigos são os seguintes:

- i) necessidade de tomar decisões considerando a contribuição de todas as especialidades envolvidas;
- ii) ter em consideração o custo da intervenção, o estado de conservação da estrutura, os materiais tradicionais e modernos disponíveis e todos os restantes critérios adiante referidos; a decisão deverá ser tomada tendo em conta as contribuições dos diversos especialistas envolvidos;
- iii) respeitar o programa e o nível de intervenção decididos de forma coerente; tratar o edifício na globalidade, dentro de um determinado âmbito de intervenção;
- iv) assegurar o acompanhamento da obra pelos técnicos que elaboraram o projeto; entender como aceitável a necessidade de proceder a ajustamentos mais ou menos significativos das

soluções projetadas como resultado da verificação e estudo na fase de obra das partes ocultas do edifício durante o levantamento inicial;

v) documentar exaustivamente a intervenção para permitir no futuro uma atuação compatível com as decisões tomadas em cada contexto;

vi) preparar um plano de manutenção para a obra em fase de utilização;

vii) preparar um plano de monitorização da degradação dos aspetos mais críticos do edifício (normalmente só aplicável a edifícios de grande significado histórico e/ou com elevado valor patrimonial).

Na Figura 2.1 pode observar-se um esquema com a metodologia de restauro de edifícios históricos.

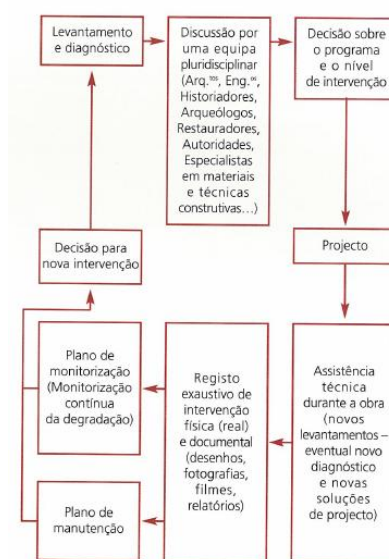


Figura 2.1 - Metodologia de restauro de edifícios históricos (Faria, 2002a)

2.4 MADEIRA COMO MATERIAL DE REABILITAÇÃO

Neste capítulo pretende-se descrever de forma sucinta a madeira, nomeadamente as suas características físicas, mecânicas, a sua aplicação ao longo da história e ainda as patologias normalmente associadas a este material.

A madeira como material de construção é utilizada desde a antiguidade de forma recorrente, tendo sido um dos materiais mais utilizados por todo o mundo, quer nas civilizações primitivas, quer nas desenvolvidas, no oriente ou ocidente. Este cenário começou a mudar a partir da revolução industrial, o que levou a que a madeira como material de construção sofresse um decréscimo de utilização, sendo frequentemente substituída por estruturas em elementos metálicos, com maior capacidade portante que a madeira, permitindo atingir vãos maiores. O desenvolvimento do betão armado empurrou ainda mais a madeira para uma posição de segundo plano como material de construção. Contudo, este cenário é contrariado um pouco em alguns países, como por exemplo os países nórdicos, onde a madeira continua a ser utilizada em grande escala.

A utilização da madeira como elemento estrutural é frequentemente evitada pelo facto de ser considerado um material de baixa qualidade, pouco durável, incapaz de desempenhar com eficácia as

funções que lhe são atribuídas. Este preconceito leva ao receio da sua utilização, o que conduz a uma crescente desvalorização das estruturas de madeira, algumas delas seculares (Ilharco, 2008).

Atualmente, uma vez que a tomada de consciência para as questões de preservação do nosso planeta aumentou, o impacto ambiental dos materiais de construção torna-se cada vez mais um critério de escolha, tomando níveis de importância quase tão elevados como o preço e a qualidade. Neste campo, a madeira é o único material de construção estrutural oriundo de uma fonte de regeneração contínua, a floresta, desde que sejam adotadas regras para a sua utilização e reflorestação. A madeira, além de contribuir para o desenvolvimento sustentável, permitindo satisfazer as necessidades do presente sem comprometer a capacidade de as gerações futuras satisfazerem as suas próprias, não constitui um resíduo no final da sua vida útil uma vez que poderá ainda ser reutilizada (Henriques, 2002).

Em relação aos edifícios antigos, a madeira toma um papel de enorme importância, pois verifica-se que na grande maioria dos casos, os elementos de madeira são parte constituinte e principal de pavimentos e coberturas, podendo, inclusive, assumir um elevado valor histórico e patrimonial. É certo que relativamente aos restantes elementos presentes em edifícios antigos, como a alvenaria de pedra, é um material mais efêmero, mas apresenta um excelente comportamento estrutural e durabilidade, podendo mesmo resistir vários séculos sem ver as suas características resistentes significativamente diminuídas, desde que sejam garantidas determinadas condições de exposição e uso. É possível encontrar um pouco por todo o mundo edifícios seculares que mantêm os seus pavimentos e coberturas originais a desempenhar com eficácia as suas funções (Ilharco, 2008).

2.4.1 VANTAGENS E DESVANTAGENS

A madeira na condição de material de construção incorpora todo um conjunto de características técnicas, económicas e estéticas que dificilmente se encontra noutro material. Apresentam-se a seguir no Quadro.2.1 e no Quadro.2.2 algumas características físicas e comportamentais da madeira maciça.

Quadro.2.1 - Vantagens e desvantagens da madeira maciça (Henriques, 2002)

Principais vantagens:	Desvantagens:
- Abundância na natureza; - Elevada resistência em relação à baixa densidade; - Facilidade de trabalho e de ligação das peças entre si; - Bom isolante térmico; - Amortecedor de ondas sonoras; - Regulador higrotérmico do ambiente; - Baixo índice de emissividade radioativa; - Estabilidade comportamental ao fogo, quando em elementos de médias dimensões; - Inalterabilidade perante ambientes químicos.	- Variações dimensionais originadas pela humidade; - Consequente tendência para fendilhar; - Combustibilidade alta, quando em elementos de pequenas dimensões; - Ataque por agentes biológicos; - Degradação por agentes atmosféricos; - Baixa durabilidade quando em situações de secagem/molhagem; - Alta deformabilidade, baixo módulo de elasticidade; - Mau comportamento quando sujeito a vibrações

Quadro.2.2 - Comparação de características entre madeira maciça e outros materiais estruturais (Henriques, 2002)

Condutibilidade térmica (λ – W/m°C)		Massa volúmica (ρ – kg/m ³)	
- Madeira resinosa	0,18	- Madeira resinosa	650
- Betão armado	1,5	- Betão armado	2.500
- Aço	52	- Aço	7.850
-Alumínio	230	- Alumínio	2.700
Relação entre a energia necessária para a produção de uma tonelada de matéria relativamente à madeira		Relação entre o peso dos principais materiais estruturais e o da madeira maciça para a mesma resistência mecânica	
- Betão	4	- Aço	1,5
- Aço	60	- Betão pré-esforçado	3,5
- Alumínio	250	- Betão	5

Pode ainda acrescentar-se, em termos de resistência mecânica, o bom comportamento, tanto a esforços de compressão, como de tração e flexão. É de notar também a superioridade da resistência mecânica da madeira em relação à do betão, quando comparado a relação peso/resistência destes materiais. Por fim, a madeira resiste excecionalmente a choques e esforços dinâmicos, e a sua resiliência permite absorver impactos que romperiam outros materiais.

No entanto, a madeira só adquiriu reconhecimento como material de construção moderno e em condições de atender às exigências técnicas construtivas quando através de processos de beneficiamento foi possível anular ou reduzir algumas das características negativas que o material apresenta no seu estado natural como a seguir se refere:

- a variabilidade das suas propriedades e o aparecimento de tensões internas, decorrentes de alterações dos teores de humidade; este aspeto pode ser contornado através de processos de secagem artificial controlada;
- a deterioração, quando exposta a ambientes que favoreçam o desenvolvimento dos seus principais predadores; esta característica pode ser controlada com recurso a tratamentos de preservação;
- a marcante heterogeneidade e anisotropia próprias da sua constituição fibrosa orientada, assim como a limitação das suas dimensões; estes aspetos podem ser resolvidos pelos processos de transformação da madeira em laminados, contraplacados e aglomerados de madeira, elementos descritos sucintamente mais à frente.

2.4.2 ESTRUTURA MACROSCÓPICA

A madeira é proveniente das árvores, sendo estas constituídas pela raiz, caule e copa. Como material de construção, é normal o aproveitamento do caule (ou tronco) apenas. É importante definir os distintos tipos de corte que se podem realizar no tronco de uma árvore: tangencial, radial e axial, Figura.2.2.



Figura.2.2 – Secções da madeira: ([3])

No plano radial, Figura 2.3, está representada a estrutura macroscópica de um tronco de árvore. Das diversas camadas que constituem o tronco, apenas o borne e o cerne são usados em peças estruturais de madeira maciça.

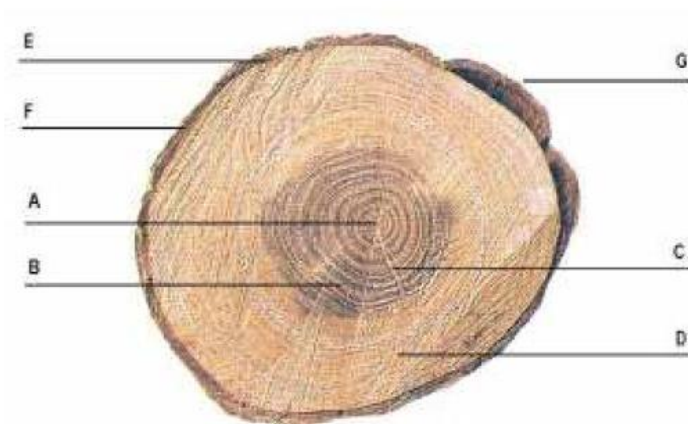


Figura 2.3 - Estrutura macroscópica de um tronco de árvore. Legenda: A – medula, B – cerne, C- raio medular, D – borne, E- câmbio, F – líber, G – casca (Negrão, et al., 2009)

A madeira do cerne é de melhor qualidade que a do borne, pois no momento do corte, esta é constituída por tecido morto sem função circulatória de substâncias. O borne por sua vez constitui a madeira mais jovem da árvore e assegura no seu interior a circulação da seiva bruta e elaborada responsáveis pelo crescimento da árvore como resultado da recolha de água e sais minerais através das raízes e do processo de fotossíntese que ocorre nas folhas (Negrão, et al., 2009).

Nas secções do borne e cerne são visíveis os anéis de crescimento transversal por adição de novas camadas concêntricas.

2.4.3 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA MADEIRA

A composição química da madeira por elemento varia muito pouco e independentemente da espécie, no estado anidro, a sua composição média é a representado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Composição química da madeira ([3])

Elemento	Percentagem (%)
Carbono	49
Hidrogénio	6
Oxigénio	44
Azoto	1
Cinzas (matéria mineral)	1

Quimicamente, as células da madeira são constituídas por quatro substâncias: a celulose, hemicelulose, lenhina e outras substâncias. A celulose constitui cerca de 40-50% da composição química da madeira. Sendo esta um polímero tridimensional, na forma de largas cadeias unidas por pontes de hidrogénio e ligações químicas do tipo Van der Waals, confere uma elevada resistência mecânica (entre outros esforços, resistente à tração) à madeira. Como possui valências abertas e atrai quimicamente a água, constitui assim um material higroscópico, responsável pela mesma característica no material madeira, que se traduz na capacidade de absorver ou ceder humidade, de acordo com o ambiente em que está inserido. A hemicelulose constitui cerca de 20 a 30% da composição química da madeira e a lenhina, tal como a hemicelulose, cerca de 20 a 30%. A lenhina, substância dura e corada, impermeável, pouco elástica e de resistência mecânica apreciável e insensível à humidade e temperaturas habituais, contribui para a rigidez da madeira à compressão e ao corte (Negrão, et al., 2009).

Outras substâncias, como são exemplos as resinas, os taninos, os trementinos, as ceras, etc, constituem cerca de 5 a 7% da composição química da madeira e conferem características distintas à madeira do cerne (Negrão, et al., 2009).

2.4.4 PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA

As propriedades físicas da madeira, como material extremamente heterogéneo que é, variam com a espécie, mas também com o meio em que a árvore se desenvolve.

São descritas em seguida as propriedades de maior relevância na análise da madeira estrutural de construção.

2.4.4.1 Teor em água e higroscopicidade.

O teor em água é o fator que maior influência tem na resistência mecânica da madeira, pois facilmente afeta o material lenhoso.

A água livre presente no tronco e que serve de meio de transporte dos alimentos desaparece rapidamente após o abate da árvore. No entanto, a drástica diminuição da água livre não altera significativamente as propriedades físicas e mecânicas da madeira. Após libertar a água livre, através do fenómeno de higroscopicidade, que consiste na alteração do teor em água do material de acordo com a higrometria do ambiente a que está exposto, podem-se verificar alterações das propriedades físicas e mecânicas. É importante, para fins construtivos, ter um teor em água o mais próximo possível da humidade de equilíbrio higroscópico correspondente às condições higrométricas de serviço, de forma a evitar alterações volumétricas que causem anomalias de vários tipos (Negrão, et al., 2009).

2.4.4.2 Massa volúmica aparente

A massa volúmica representa a relação entre o peso e o volume de um material. Na madeira esta propriedade varia bastante devido à sua já referida heterogeneidade, podendo o peso volúmico oscilar bastante entre diferentes espécies, nomeadamente entre 100 e 1500kg/m³(para um teor de água de 12%) (Coutinho, 1999). Refira-se que as madeiras apresentam um valor de massa volúmica relativamente baixo, quando comparado com a sua resistência mecânica e módulo de elasticidade, o que lhe confere grandes potencialidades para o uso estrutural, dado o seu peso baixo, quando confrontada com outros materiais de iguais características de resistência mecânica (Negrão, et al., 2009).

2.4.4.3 Condutividade térmica

A madeira é um excelente isolante térmico, sendo bastante utilizado nos países mais frios. Esta valência tem a ver com a organização dos tecidos que permite a existência de ar no seu interior e que, sendo um mau condutor térmico, dá à madeira características de bom isolante térmico (Pinheiro, 2012).

2.4.4.4 Condutividade sonora

A propagação de ondas sonoras é reduzida quando entra em choque com superfícies de madeira. A utilização deste material como revestimento de paredes enfraquece a reverberação sonora e melhora a distribuição das ondas pelo ambiente, tornando-a um material adequado para condicionamento acústico ([5]).

2.4.4.5 Retratilidade

Este fenómeno está relacionado com a variação do volume dos elementos de madeira e com o aumento ou diminuição da humidade, podendo ser de três tipos: tangencial, radial ou volumétrica, consoante a direção em que se dá a contração ou a dilatação, como se pode ver na Figura 2.4.

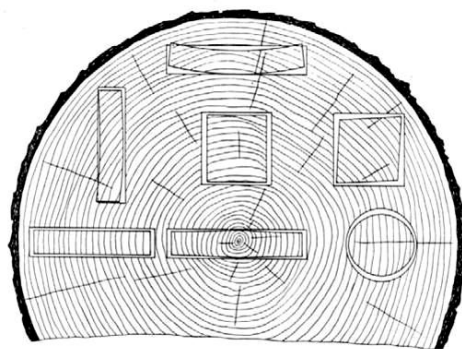


Figura 2.4 - Variação dimensional nos diferentes cortes feitos num tronco ([5])

Para evitar os efeitos adversos devidos a este fenómeno, devem-se tomar as devidas precauções, nomeadamente a utilização de peças de madeira com teores de humidade compatíveis com os do meio ambiente onde serão inseridas, recorrer a processos de serração adequados e ainda impregnação da madeira com óleos e resinas impermeabilizantes (Correia, 2009).

2.4.4.6 Reação e resistência ao fogo

Como foi referido no ponto 2.4.3, relativamente à constituição química da madeira, elementos como o carbono, o oxigénio e o hidrogénio, fornecidos pela celulose e lenhina, são parte constituinte deste material o que o torna um material combustível. A combustão é um processo químico de reação rápida e exotérmica onde intervém um ignidor, a chama, um combustível, a madeira, e um comburente, o oxigénio.

A madeira não apresenta uma boa reação ao fogo. No entanto, se olharmos para a sua resistência perante este elemento, podemos afirmar que o seu comportamento é bastante aceitável. A combustão dá-se para temperaturas da superfície na ordem dos 300°C, quando existe a presença de chama e superiores a 400°C nos casos em que tal não se verifica (Negrão, et al., 2009).

Quando confrontamos a madeira com outros materiais, tais como o aço ou o betão é assumido, por falta de conhecimento, que a madeira tem um comportamento menos favorável pelo facto de ser combustível, ao contrário dos materiais referidos. O conhecimento de que a madeira apresenta um bom comportamento quando submetida a condições de incêndio é antigo, mas até meia década atrás não existiam provas científicas que atestassem isso. A partir da década de 1950 estudos comprovaram as vantagens inerentes da madeira, graças às suas propriedades físicas e mecânicas quando sujeita à ação do fogo ([5]).

Na realidade, a madeira, mesmo que a temperatura ultrapasse largamente os 280°C, não sofre um rotura súbita e, ainda que a temperatura que a envolve atinga os 1000°C, conserva durante algum tempo uma boa resistência mecânica devido ao efeito isolante das camadas externas carbonizadas. Este fenómeno pode ser facilmente observado na Figura 2.5, em que se observa a camada carbonizada e o interior do elemento de madeira intacto. Este fenómeno deve-se à forma de combustão das madeiras, onde inicialmente a superfície exterior entra facilmente em combustão, mas desde logo é criada uma capa carbonizada que é cerca de 6 vezes mais isolante que a própria madeira, permitindo que a madeira no interior da peça não seja afetada pela ação do fogo (Negrão, et al., 2009).

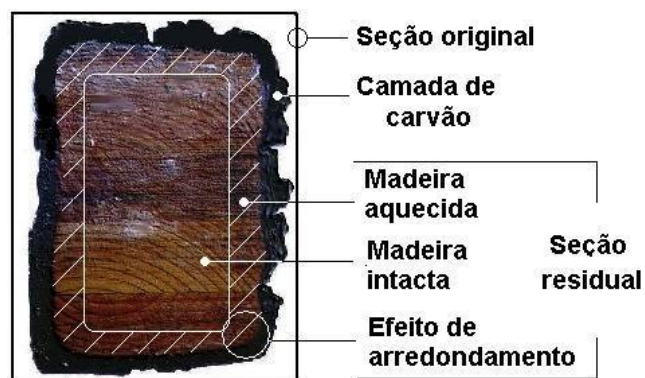


Figura 2.5 - Secção de uma viga laminada colada, exposta ao fogo durante 30 minutos ([5])

Focando o comportamento de um elemento metálico, verifica-se a perda drástica de resistência mecânica quando se atingem temperaturas na ordem dos 300°C, ocorrendo plastificação do material, em virtude da total alteração das suas propriedades físico-mecânicas. Este fenómeno é bem visível na Figura 2.6 onde uma viga de madeira após um incêndio mantém alguma resistência suportando mesmo as vigas metálicas totalmente plastificadas (Negrão, et al., 2009).

A densidade interfere na reação da madeira ao fogo, verificando-se que quanto maior é, menor é a facilidade e velocidade de combustão. O teor em água da madeira influencia também este processo, atrasando-o, não sendo porém de grande relevância em estruturas em serviço, pois o teor em água é, nesses casos, normalmente baixo.

De referir também que a madeira apresenta uma baixa condutibilidade térmica, característica que dificulta a elevação da temperatura em zonas contíguas às que se encontram em combustão e evita assim a dilatação excessiva da estrutura.



Figura 2.6 - Estrutura metálica completamente deformada suportada por uma viga de madeira após incêndio ([5])

Em estruturas de madeira, para atenuar os efeitos do incêndio, deve ser efetuado um estudo das características de comportamento ao fogo do elemento de madeira e da zona de risco na qual será inserido, e dimensionar de acordo, podendo levar à utilização de secções maiores para precaver a perda de seção que ocorre durante o incêndio. A parte 1-2 do Eurocódigo prevê este aspeto que será abordado mais à frente.

2.4.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA

A concentração e arranjo dos diferentes constituintes do tecido celular são os elementos definidores das propriedades mecânicas da madeira, com contributos diferentes para a sua resistência. Por esta razão é indispensável o conhecimento da estrutura anatómica da madeira, dada a sua natureza orgânica, higroscópica, anisotrópica e heterogénea (Negrao, et al., 2009).

A capacidade resistente das diversas essências de madeiras foi avaliada até há cerca de 30/40 anos através de ensaios realizados sobre peças de pequena dimensão sem defeitos. Para ter em conta os defeitos e a variabilidade da capacidade resistente das diversas peças em dimensões estruturais consideravam-se na altura coeficientes de segurança de valor elevado (Freitas, et al., 2012).

A madeira atualmente usada em estruturas não pode ser livre de defeitos, pois isso implicaria um custo absolutamente inabarcável. A madeira comercial atualmente usada em estruturas tem assim defeitos e apresenta uma relativamente elevada variabilidade de qualidade. Em geral, os defeitos mais importantes nas peças correntes para estruturas são os nós. Nestas peças, o ensaio à flexão conduz muitas vezes a uma rotura à volta do nó por perda simultânea de resistência à tração no sentido perpendicular e no sentido do fio, ocasionando a redução de secção útil da peça e a consequente rotura com início, em geral, na zona tracionada (Freitas, et al., 2012).

2.4.5.1 Defeitos das peças de madeira

Os principais fatores que afetam a qualidade e consequentemente os valores das propriedades físicas e mecânicas da madeira são os defeitos e as anomalias das peças, Figura 2.7, Figura 2.8. Os defeitos correntemente considerados são os seguintes (Freitas, et al., 2012):

- nós;
- desvio do fio em relação ao eixo da peça;
- fendas;
- empenos;
- descaio (“cantos truncados nas peças”);
- taxa de crescimento irregular;
- bolsas de resina;
- presença de medula e entrecasco;
- madeira de reação;
- madeira juvenil;
- ataques de insetos e fungos.

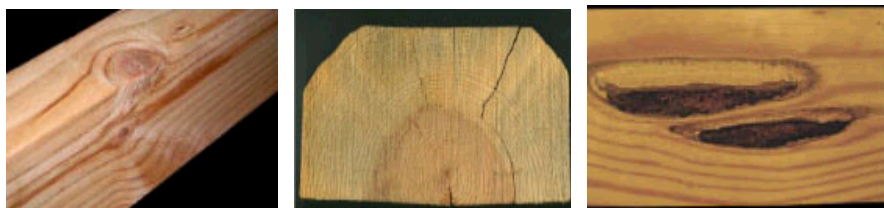


Figura 2.7 - Nó, descaio e bolsa de resina [3]



Figura 2.8 - Inclinação do fio, fendas [3]

2.4.5.2 Fatores que influenciam a resistência mecânica de madeira estrutural

Como referido atrás, os defeitos das peças estruturais da madeira representam o principal fator que provoca a variação da sua capacidade resistente às ações mecânica. Para além dos defeitos, os outros principais fatores com influência importante na resistência dos elementos estruturais de madeira são (Freitas, et al., 2012):

- a massa volúmica;
- o ângulo da direção do esforço com o fio de madeira;
- o tempo de atuação das cargas (fluência);
- a fadiga;
- a idade da madeira;
- teor em água.

Em seguida apresenta-se, de forma sucinta um conjunto de indicações sobre a ação e a importância relativa de cada um destes fatores relativamente aos diferentes tipos de ações a que a madeira poderá estar sujeita.

- Massa volúmica

A massa volúmica é um dos fatores mais importantes que pode servir de indicador de resistência de um elemento estrutural de madeira. Pode afirmar-se que para peças resinosas, com defeitos equivalentes, existe uma proporcionalidade direta entre a resistência à flexão na direção do fio (e em menor escala das restantes propriedades) e a massa volúmica da madeira das peças. Para madeiras da mesma espécie florestal, esta afirmação é totalmente aplicável (Freitas, et al., 2012).

- Ângulo da direção do esforço com o fio da madeira

Dado que a madeira é um material anisotrópico, com um comportamento que pode ser aproximadamente definido como transversal anisotrópico, a sua resistência diminui significativamente se a direção da carga não é perpendicular à direção do fio. Haverá que considerar sempre a redução de resistência para atuações de carga fazendo ângulo diferente de 90° com a direção do fio (Freitas, et al., 2012).

- Tempo de atuação da carga (fluência)

A fluência é por definição uma característica do material que depende do tempo. Este fenómeno consiste na variação da deformação ao longo do tempo perante a ação de uma carga que se mantém constante no tempo.

A madeira está, em geral, sujeita a um processo de fluência quando submetida à ação de cargas elevadas. Pode afirmar-se que a velocidade de aumento da deformação é aproximadamente proporcional ao estado de tensão instalado, o que implica que a madeira se comporta melhor em situações em que está sujeita a estados de tensão baixos para cargas permanentes, aguentando bem aumentos localizados de tensões, por períodos relativamente reduzidos de tempo (Freitas, et al., 2012).

Na Figura 2.9 mostra-se a variação da deformação de uma peça de madeira ao longo do tempo t . O carregamento foi mantido durante um determinado intervalo de tempo. A curva 1 representa valores de carga que produzem tensões mais elevadas. Pode observar-se um aumento de deformação δ , linear até à proximidade do ponto de rutura, e é a partir deste ponto que se verifica um acentuado incremento da deformação. Na curva 2 está representada a variação da deformação de uma peça para níveis de carga usuais na prática de projeto. Estão ainda representados os dois tipos de deformação, δ_{el} – deformação elástica e δ_c – deformação por fluência, curva 2 (Martins, 2010).

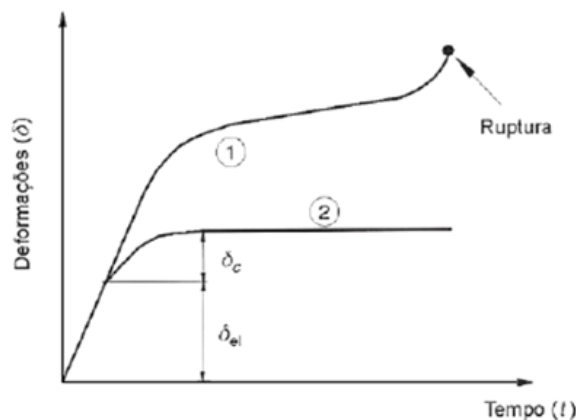


Figura 2.9 - Fluência da madeira (Martins, 2010)

- Dimensões das peças

Em geral, a resistência aumenta com a diminuição das dimensões das peças. É fácil perceber o aumento da resistência se tivermos em conta que quanto menor for a dimensão da peça, menos

defeitos serão encontrados. Este efeito é considerado no Eurocódigo 5, para peças de muito pequenas dimensões (Freitas, et al., 2012).

- Fadiga

O fenómeno de fadiga relaciona-se com a perda de resistência como resultado do efeito de variações alternadas e muito frequentes dos esforços a que uma peça está sujeita. É mais importante nos casos em que essa variação do esforço atuante implica alterações frequentes de estados de tensão de compressão para tração, como resultado, por exemplo, da ação do vento e da vibração induzida por máquinas. A madeira tem um ótimo comportamento à fadiga, contrariamente ao que ocorre em materiais estruturais com estrutura quimicamente organizada (do tipo cristalino) (Freitas, et al., 2012).

- Idade da madeira

Estudos realizados nos últimos 50 anos indicam que, em princípio, a resistência da madeira não diminui de forma visível com a idade.

Alguns estudos indicam que com a idade a madeira terá tendência a adquirir uma maior dureza superficial e resistência mecânica, mas a perder flexibilidade, tornando-se mais frágil. Sujeita a cargas permanentes, terá tendência a sofrer uma ligeira diminuição do módulo de elasticidade.

Não existem, no entanto estudos suficientes que permitam generalizar as afirmações acima indicadas. É recomendável então considerar a perda de algumas das propriedades para madeiras antigas. Os maiores problemas de resistência das madeiras antigas prendem-se com as fendas e a perda de material lenhoso resultante de ataques de fungos e de insetos xilófagos (Freitas, et al., 2012).

2.4.5.3 Resistência à tração e compressão

Devido à natureza da estrutura fibro-anatómica da madeira, verifica-se que a sua resistência à tração no sentido paralelo às fibras ou axial é bastante elevada, quando comparada com outros esforços, nomeadamente à compressão axial, Figura 2.10. A resistência à tração axial pode ser até 3 vezes superior à resistência à compressão axial. Este fenómeno deve-se ao facto das fibras se aproximarem quando sob a ação de esforços de tração, o que aumenta a coesão e aderência da peça de madeira. Pelo contrário, esforços de compressão provocam a separação das fibras longitudinais, diminuindo a coesão e, consequentemente, a resistência global (Negrão, et al., 2009).

Tendo em conta a heterogeneidade da madeira, é sabido que o seu comportamento é diferente em função da direção da solicitação. No caso de tração perpendicular às fibras, verifica-se o mesmo fenómeno da compressão paralela às fibras, ocorrendo a diminuição da coesão e a consequente redução da resistência (Negrão, et al., 2009).

Relativamente à compressão perpendicular às fibras, verifica-se uma resistência inferior do que na direção paralela às fibras, fenómeno que se pode explicar facilmente pelo funcionamento da árvore ao longo da sua vida, que a expõe permanentemente a esforços de compressão paralela às fibras. A resistência à compressão no sentido perpendicular às fibras é traduzida pela sua resistência ao esmagamento (Negrão, et al., 2009). Os valores de resistência à compressão perpendicular às fibras podem variar entre 4,3MPa (classe C14) e 13,5MPa (classe D70) segundo a norma EN338 (CEN, 2003). Já para a compressão paralela às fibras os valores podem variar entre 16MPa e 34MPa segundo

a mesma norma. Relativamente à tração, os valores de resistência variam entre 8MPa e 42MPa na direção paralela ao fio, e entre 0,3 e 0,9MPa para a direção perpendicular ao fio.

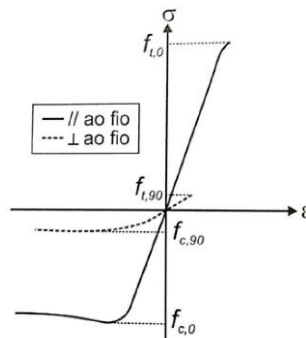


Figura 2.10 - Curva de tensão-extensão de provetes de madeira limpa (Negrão, et al., 2009)

2.4.5.4 Resistência à flexão

O comportamento da madeira à flexão não atinge os valores do aço à flexão mas, se compararmos a relação peso-resistência dos materiais, a madeira apresenta um comportamento muito razoável. De referir ainda que, os valores característicos da resistência da madeira à flexão aproximam-se bastante dos valores de tração axial (Negrão, et al., 2009). Segundo a norma EN338 (CEN, 2003) estes valores podem variar entre 14MPa e 70MPa.

2.4.5.5 Resistência ao corte

O corte ou escorregamento pode ocorrer em duas direções, no plano longitudinal ou no transversal, sendo o mais frequente, o corte axial (plano longitudinal) (Negrão, et al., 2009).

2.4.6 PRODUTOS DERIVADOS DA MADEIRA

A utilização de painéis à base de madeira permite manter muitas das vantagens da madeira sólida, adicionando outras como dimensões dos painéis não estritamente relacionadas com as dimensões das árvores. Pode-se agregar valor a materiais de baixa aceitação como resíduos de serragem e desbaste. Existe a possibilidade de eliminar muitos defeitos provenientes da anatomia da árvore como nós, medulas, desvios do fio, conferindo ao produto final uma homogeneidade muito maior que a encontrada na madeira serrada. Pode-se ainda, pela especificação da densidade, controlar a maioria das propriedades e adicionando produtos específicos, aumentar a resistência dos painéis ao fogo e à biodeterioração ([3]).

2.4.6.1 Madeira Lamelada Colada

Uma das dificuldades principais das estruturas de madeira prende-se com a dificuldade em obter peças de madeira maciça com as secções e comprimentos projetados. É necessário previamente conhecer quais os produtos disponíveis no mercado. Em geral, não é possível obter peças de madeira maciça

com comprimentos superiores a 12 metros e ao nível das secções não é fácil obter peças com secções superiores a 20x30 cm² e mesmo estas encontram-se disponíveis em condições muito especiais.

Para contornar estas dificuldades, surge a madeira lamelada colada como produto alternativo. Este derivado da madeira, para além de permitir obter secções maiores, permite também obter peças curvas.

O processo de fabrico é simples e consiste na união de peças individuais de madeira maciça, designadas lamelas, que resultam da ligação de topo de peças serradas de secção retangular com largura e comprimentos variáveis por ligações do tipo “*fingerjoint*”, Figura 2.11, de modo a criar elementos de maiores dimensões. Posteriormente as lamelas são unidas pelas faces através de ligações coladas, Figura 2.12.

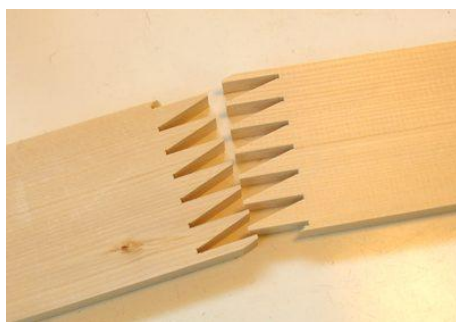


Figura 2.11 - Fingerjoint

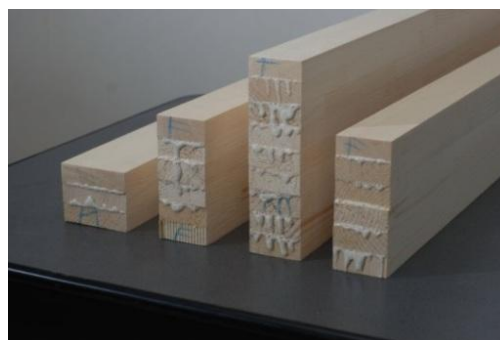


Figura 2.12 - Colagem da MLC

Este produto é um dos derivados da madeira mais antigo, tendo sido utilizado pela primeira vez no início do século XIX (Negrão, et al., 2009).

- Vantagens da madeira lamelada colada

A madeira lamelada colada tem uma elevada resistência mecânica (flexão, compressão, tração e corte), e apresenta as seguintes vantagens, de acordo com [3], quando comparada com:

Aço e Betão:

- Menor peso próprio para a mesma capacidade de carga;
- Superior resistência ao fogo;
- Excelente resistência a ambientes corrosivos;
- Melhores características acústicas e térmicas;
- Produto mais ecológico e integralmente reciclável.

Madeira maciça:

- Superior estabilidade dimensional;
- Maior uniformidade nas características mecânicas;
- Fissuras praticamente inexistentes;
- Permite a construção de grandes vãos;
- Permite a construção de formas complexas.

- Valores das propriedades físicas e mecânicas a usar no cálculo

Apresentam-se de seguida os valores de cálculo a utilizar retirados da norma EN 1194:2003 (IPQ/CEN, 2002a). O número usado na nomenclatura traduz o valor da resistência característica em mega Pascal (MPa). Já as letras referem-se aos diferentes tipos de madeira lamelada colada, nomeadamente a homogénea ou combinada. Para a madeira lamelada colada homogénea temos 4 classes sendo identificada pela letra “h” após as letras “GL” que significam “Glued laminated”, abreviatura em inglês para este derivado da madeira. Para a madeira lamelada colada combinada temos a letra “c” como identificador e também com 4 classes de resistência. Os valores são apresentados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Propriedades mecânicas de madeira lamelada colada

Propriedade	Símbolo	Unidade	GL24 h	GL28 h	GL32 h	GL36 h	GL24 c	GL28 c	GL32 c	GL36 c
Flexão	$f_{m,g,k}$	MPa	24	28	32	36	24	28	32	36
Tração	$f_{t,0,g,k}$	MPa	16,5	19,5	22,5	26	14	16,5	19,5	22,5
Tração	$f_{t,90,g,k}$	MPa	0,4	0,45	0,5	0,6	0,35	0,4	0,5	0,6
Compressão	$f_{c,0,g,k}$	MPa	24	26,5	29	31	21	24	29	31
Compressão	$f_{c,90,g,k}$	MPa	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,3	3,6
Corte	$f_{v,g,k}$	MPa	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,8	4,3
Módulo Elasticidade	$E_{0,g,mean}$	MPa	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
Módulo Elasticidade (percentil 5%)	$E_{0,g,k}$	GPa	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
Mód. Elast. Perpendicular	$E_{90,g,mean}$	GPa	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,46	0,49
Mód. de distorção	$G_{g,mean}$	GPa	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,85	0,91
Massa volúmica	$\rho_{g,k}$	kg/m ³	380	410	430	450	350	380	430	450

2.4.6.2 Aglomerado madeira-cimento (VIROC)

VIROC é um material compósito de superfícies planas, composto por uma mistura de partículas de madeira e cimento Portland, comprimida e seca, Figura 2.13. Este processo resulta numa solução tecnológica sob a forma de painéis que responde às atuais exigências de design e estética no campo da construção e da arquitetura. A combinação das características do cimento e da madeira, permitem um largo campo de aplicações, tanto em exteriores como em interiores, uma vez que garante uma elevada resistência ao impacto, ao fogo, à humidade, a variações térmicas, ao ruído e aos fungos, como também garante uma elevada durabilidade [6].



Figura 2.13 - Paineis viroc aplicada em pavimentos [6]

Este material pode ser usado em reabilitação de edifícios antigos na substituição do tradicional soalho de madeira que se degrada com a presença de água na zona das instalações sanitárias e cozinhas.

Para pavimentos é recomendada uma espessura mínima de 19mm, se tiver função estrutural; caso contrário, se a sua função for de revestimento, sem funções estruturais e assente sobre uma superfície existente, a espessura mínima é de 16mm.

2.4.6.3 Madeira micro lamelada colada (LVL) (*Laminated veneer lumber*)

Este tipo de derivado de madeira caracteriza-se por ter uma estrutura composta de folhas de madeira com as fibras orientadas na mesma direção (longitudinal), oferecendo alta resistência, e surgiu há mais de 28 anos no mercado americano. Foi desenvolvida pela necessidade de obtenção de madeiras de alta qualidade e com um determinado comprimento e largura e até com forma curvilínea, Figura 2.14 ([3]).



Figura 2.14 - Madeira micro lamelada colada (LVL) ([4])

Devido à sua estrutura composta é menos suscetível que a madeira convencional à deformação, torção ou retração.

Os principais usos do LVL são: paredes estruturais ou não estruturais, batentes de portas e janelas, corrimãos, degraus de escadas, pisos, estruturas de telhados, pontes, tampos de mesa e estruturas de móveis em geral ([3]).

2.4.6.4 Placas de aglomerado de partículas de madeiras longas e orientadas (“oriented strand board” – OSB)

Estas placas são constituídas por lascas de madeira, estando as lascas nas camadas exteriores orientadas paralelamente ao comprimento da placa, enquanto as que constituem as camadas interiores encontram-se dispostas mais ou menos aleatoriamente, Figura 2.15. Resulta então uma melhor distribuição da sua resistência em ambas as direções, longitudinal e transversal.

Devido ao tipo de partículas que entram na sua constituição não apresentam um acabamento tão perfeito como as placas de aglomerados, no entanto apresentam maior resistência.



Figura 2.15 – Placa de aglomerado de partículas de madeira orientadas (OSB)

A diferença em relação a qualquer outro tipo de painel de madeira que se conhece é que o OSB é um produto especificamente desenvolvido para atender requisitos como ([3]) :

- Versatilidade de usos com qualidade;
- Preocupação ambiental; é ecologicamente correto pois utiliza somente madeira de reflorestamento;
- Confiança pois é produzido sob rigorosos processos industriais.

2.4.6.5 Contraplacados (“plywood”)

O contraplacado é composto por diversas folhas de madeira sobrepostas e coladas sob forte pressão, dispostas com o fio cruzado folha a folha, geralmente de forma perpendicular, Figura 2.16. Os contraplacados foram os primeiros produtos a ser produzidos com base na madeira.



Figura 2.16 – Contraplacados ([3])

A estrutura cruzada das fibras tem várias vantagens tais como:

- Limita as variações dimensionais no plano;
- Reduz a anisotropia, relativamente à madeira maciça;
- Favorece a colocação de pregos ou parafusos perto dos bordos.

O comportamento mecânico do contraplacado está intimamente relacionado com as propriedades mecânicas das folhas e com a sua orientação. Como na madeira, o comportamento mecânico do contraplacado depende do tipo de esforço a que está submetido, e da duração da carga.

3

EDIFÍCIOS ANTIGOS. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM MADEIRA

3.1 DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO DOS EDIFÍCIOS ANTIGOS

Em termos estruturais, pode definir-se como edifício antigo todo o edifício que, datado até à primeira metade do século XX, apresenta uma estrutura portante vertical em alvenaria/cantaria de pedra, adobe, taipa ou tijolo, contendo no interior elementos resistentes de pedra, madeira, ferro ou mesmo betão armado. Nos elementos interiores incluem-se os pavimentos que poderão ser abobadados em pedra ou tijolo, em abobadilha de tijolo, em vigamento de madeira ou ferro e, mais recentemente, em vigamento de betão armado. Relativamente às coberturas, estas podem ser retas ou abobadadas, sendo normalmente compostas por uma estrutura em madeira e revestimentos de telha (Teixeira, 2004).

A evolução urbana da cidade do Porto, como de qualquer meio urbano, está diretamente relacionada com um encadeamento de acontecimentos históricos que moldaram os edifícios antigos que podemos encontrar nos dias de hoje. Segundo (Veiga de oliveira, et al., 1992) “(...) a grande maioria das casas hoje existentes, mesmos nos bairros que correspondem ao núcleo medieval da cidade, e tanto as estreitas, com as suas lojas no rés do chão, como os grande palácios aristocráticos, são edifícios dos séculos XVII, XVIII e XIX (...)”

Acontecimentos de ordem política, social, económica e cultural marcaram claramente a evolução e o desenvolvimento da casa burguesa do Porto e do seu sistema construtivo. O elemento em estudo nos capítulos 5 e 6 está certamente enquadrado neste contexto e daí advém o interesse em caracterizar este período e os elementos construtivos de forma a situar o edifício e englobá-lo neste grupo.

(Teixeira, 2004) após um estudo histórico relativo aos três séculos, reuniu acontecimentos marcantes, fatores económicos, avanços científicos, etc., e derivado destes, um conjunto de características, transversais aos períodos referidos que permitem caracterizar os elementos construtivos das casas burguesas do Porto. Apenas o segundo aspeto é referenciado neste documento.

(Teixeira, 2004) refere que a estrutura principal da casa é constituída por: (i) paredes de meação, construídas normalmente em alvenaria de pedra de granito, de aparelho irregular (em forma de perpianho ou travadouros), podendo, nos exemplos mais antigos ser construído em tabique misto; (ii) sobrados e (iii) cobertura, compostas por vigas em forma de paus rolados, normalmente em madeira de castanho, pinho da terra, ou nos casos mais abastados, em pinho nórdico. A estrutura secundária pode ser descrita por: (i) paredes das fachadas, podendo estas ser em alvenaria de pedra (granito), maioritariamente composta de cantaria em forma de lancis; (ii) paredes interiores de compartimentação e da caixa de escadas em tabique simples, ou tabique simples reforçado; (iii)

estrutura das escadas; (iv) estrutura da claraboia e (v) estruturas das águas furtadas ou de outros elementos de pequena dimensão.

(Teixeira, 2004) aponta para espessuras médias de 30cm para as paredes de meação e 70cm para as paredes de fachadas em alvenaria de pedra. Estes dois elementos em conjunto formam uma estrutura contínua que assenta sobre o nivelamento estabelecido para as paredes das fundações.

As paredes das fachadas, normalmente de maior espessura, devido a grande parte da sua área conter aberturas de grandes dimensões, garantem a continuidade da estrutura de alvenaria das paredes de meação. Estas eram revestidas pelo exterior com rebocos à base de argamassas de saibro e cal, com acabamento estucado e pintado. O azulejo surge em larga escala em meados do século XIX e desde então passou a ser comum como elemento de revestimento das paredes de fachadas.

As paredes de meação eram revestidas e acabadas da mesma forma pelo interior. Já pelo exterior, nas paredes expostas, estas paredes eram revestidas com uma impermeabilização de asfalto, inicialmente protegida por um revestimento de soletos de ardósia ou de telha vã, sendo mais tarde substituído por chapa zincada ondulada.

As paredes dos pisos acrescentados, nos casos mais antigos, quando se situavam sobre as paredes de meação e sobre as paredes das fachadas, eram construídas em tabique misto. A partir de meados do século XVIII, estas paredes, normalmente recuadas relativamente às paredes das fachadas, passaram a ser integralmente construídas em tabique simples ou em tabique simples reforçado, Figura 3.1.

A estrutura das paredes de tabique simples ou tabique simples reforçado é normalmente constituída por um duplo tabuado de madeira, Figura 3.2. O revestimento deste tipo de paredes pelo exterior, podia ser executado em reboco à base de argamassas de saibro, com acabamento estucado ou revestido a azulejo. Mais comumente, o revestimento é constituído por soletos de ardósia, Figura 3.1, ou em chapa zincada ondulada. Pelo interior, o revestimento pode ser efetuada da mesma forma que para as paredes de alvenaria.



Figura 3.1 - Piso recuado em tabique com revestimento exterior de soletos de ardósia (NCREP)



Figura 3.2 - Parede de tabique (NCREP)

Relativamente à estrutura dos sobrados, esta podia apresentar um vigamento em forma de paus rolados, Figura 3.3, que posteriormente foram substituídos de forma progressiva por vigas de madeira esquadriada, a partir dos finais do século XIX. O espaçamento comum é de cerca de 60cm entre vigas, estando estas apoiadas nas paredes de meação. O vigamento é estabilizado por tarugos, espaçados entre si cerca de 1,5m e travado entre as paredes de fachada. Ao nível do rés-do-chão, a estrutura do

sobrado era elevado em relação ao terreno de forma a ventilar e conservar a estrutura. Os pisos dos sobrados eram revestidos por tábuas de soalho com cerca de 3cm de espessura.



Figura 3.3 - Pavimento de madeira (NCREP)

Os tetos seriam inicialmente revestidos por tabuados, mas posteriormente passam a ser estucados acabados com motivos decorativos.

Quando se pretendia introduzir um vão de escadas ou claraboia, recorria-se à utilização de cadeias, vigas longitudinais apoiadas nas vigas existentes que definem o vão, e chincaréis, vigas de menor comprimento, para garantir a continuidade do vigamento existente.

A caixa de escadas é um elemento importante, sendo encimada por uma claraboia de grandes dimensões que permite a ventilação dos espaços interiores e a entrada de luz, Figura 3.4. As escadas podem ser compostas por duas ou três vigas pernas, dependendo da largura dos lanços, apoiadas nas cadeias dos patamares de piso e dos patamares intermédios formados por cadeias e chincaréis, Figura 3.5.



Figura 3.4 – Clarabóia (NCREP)

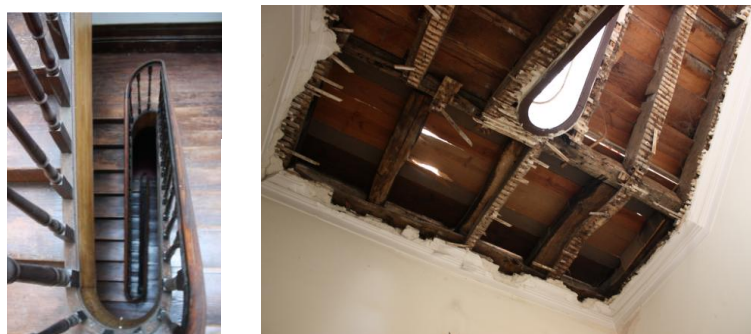


Figura 3.5 - Escadas (NCREP)

Por fim, (Teixeira, 2004) refere que os telhados típicos das casas do Porto são maioritariamente de quatro águas, constituídas por duas vertentes principais, correspondentes às paredes de meiação, e por duas tacaniças, correspondentes às paredes de fachada. A estrutura do telhado é constituída por asnas, apoiadas nas paredes de meiação e espaçadas entre si de cerca de 3m, mas podendo ser este espaçamento interrompido pela localização da claraboia, Figura 3.6.



Figura 3.6 - Estrutura da cobertura e claraboia que interrompe o espaçamento das asnas (Fonte: NCREP)

3.2 ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

3.2.1 PAVIMENTOS DE MADEIRA

No presente capítulo abordam-se algumas soluções estruturais de pavimentos em madeira e descrevem-se os principais elementos dos pavimentos.

Os pavimentos de madeira apresentam todas as vantagens associadas ao material e, por isso mesmo, representam uma solução muito interessante para reabilitação. Ora, este interesse não é de hoje, uma vez que estes apresentam inúmeras especificidades que os tornam excelentes soluções para execução de estruturas horizontais, tendo por isso sido usados em larga escala ao longo dos séculos.

Segundo (Appleton, 2003) as espécies utilizadas nos pavimentos de madeira dependem de condições regionais, sendo comum o uso de castanho, de origem nacional, e em menor grau, de choupo, cedro e carvalho. Refere ainda que as casquinhas (*pinus silvestris*) oriundas das florestas da Europa Central, o pitspaine, ou pitch-pine (*pinus palustris*) originário da América do Norte têm também uma aplicação frequente, sobretudo a partir do século XVIII. O pinho e sobretudo o eucalipto são menos comuns nos edifícios antigos a não ser em intervenções recentes. Contudo, o pinho, por ser abundante no país, tornou-se na principal fonte de abastecimento das estruturas de madeira, segundo o mesmo autor.

Os pavimentos de madeira são normalmente constituídos pelo vigamento e pelo soalho e ainda por elementos secundários, nomeadamente os tarugos e cadeias que, executando funções específicas, tornam o conjunto mais homogéneo. Pode-se incluir elementos como as vigas, os tarugos e cadeias nas “obras de toscó” que segundo (Segurado, 1942) são “todos os trabalhos de madeira em que esta era apenas serrada, sem apresentar outro aparelho e destinada a ficar embebida nas alvenarias ou, pelo menos, a não ficar à vista”. Já os soalhos podem ser incluídos no grupo dos “limpos”, ou “carpintaria de obra branca” que, segundo o mesmo autor são trabalhos de madeira que necessitam de um acabamento mais cuidado para poderem ficar à vista.

3.2.1.1 Vigamento

O vigamento é constituído basicamente por uma série de vigas ou barrote, dispostos paralelamente e com pequeno intervalo entre si. Segundo (Teixeira, 2004) a forma de construir os sobrados baseava-se na aplicação de troncos de madeira, designados pelo autor de “paus rolados”, com diâmetros entre os 20 e os 30 cm e comprimentos que dependiam da largura das casas e nunca ultrapassando os 7m. Estes eram normalmente aparados ou falqueados nas duas faces (Figura 3.7) para receberem os revestimentos do pavimento e do teto, podendo ser em alguns casos, como junto às fachadas, falqueados nas quatro faces, Figura 3.8. A operação de falquear consiste na conversão de um toro em falca, isto é, num toro esquadriado em que a secção é aproximadamente retangular por remoção das quatro costaneiras (Ilharco, 2008). Na Figura 3.9 pode-se ver um falca de meia quadra e uma falca de aresta viva.



Figura 3.7 – Vigamento com paus rolados falqueados apenas na face superior. Edifício da rua António Carneiro, Porto (Costa, et al., 2007)



Figura 3.8 – Vigamento em troncos falqueados nas quatro faces. Edifício do Largo de São Domingos, Porto (Ilharco, 2008)

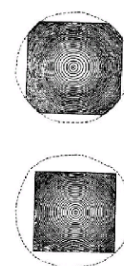


Figura 3.9 – Troncos falqueados de meia falca e aresta viva (Ilharco, 2008)

a) Seccionamento e espaçamento entre vigas esquadriadas

Segundo (Ilharco, 2008), a largura das vigas de secção retangular varia entre 0,07m e 0,12m, altura entre 0,18 e 0,25m e espaçamentos de face a face raramente superiores a 0,50m, Figura 3.10. Em (Appleton, 2003), o autor refere que, dependendo de vários fatores, os vigamentos principais podem apresentar espaçamentos entre os 0,20m e 0,40m e ainda, nos edifícios mais antigos e de melhor qualidade, o espaçamento entre vigas iguais seria igual à largura das próprias vigas (“tant plein que vide”) correspondendo a vigas com cerca de 0,15m de largura, uma distância entre eixos de cerca de 0,30m, Figura 3.11.



Figura 3.10 - Vigas esquadriadas. Edifício do Largo de S. Domingos, Porto (Ilharco, et al., 2006)

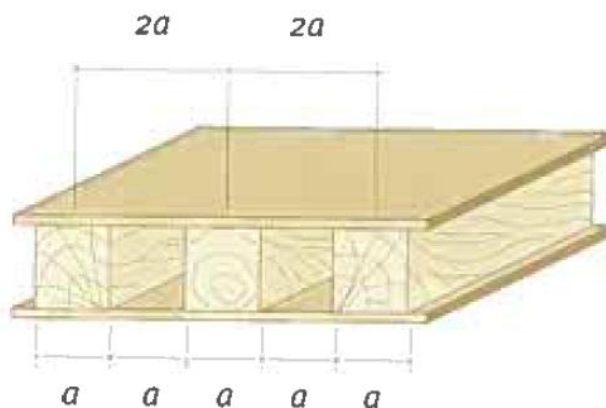


Figura 3.11 - Esquema estrutural de um pavimento de madeira (Appleton, 2003)

Segundo (Segurado, 1942) e (Costa, 1955) a secção das vigas e o seu espaçamento devem ser proporcionais ao vão e às cargas a que estas ficam sujeitas, não sendo, no entanto, referido o tipo de madeira utilizado, o que, como se sabe através das suas características próprias, influencia o cálculo da secções das vigas e respetivos espaçamentos. Em (Ilharco, 2008) é referido que a omissão deste facto pode advir da utilização frequente do mesmo tipo de madeiras, o que permitia aos construtores, de forma empírica, saber qual o comportamento espectável.

Em alguns casos em edifícios antigos, alguns construtores encostavam mesmo as vigas umas às outras, o que resultava num pavimento extremamente pesado, que não é de todo o objetivo desta tipologia de pavimento. Na existência de tetos inferiores para suportar, poderiam verificar-se espaçamentos entre vigas de 0,30m, uma vez que era conveniente para pregar o fasquiado. Técnica usual era também colocar a primeira e última viga encostadas às fachadas (Segurado, 1942).

b) Ligação às paredes

Outro aspeto importante nos vigamentos é a sua ligação às paredes. As extremidades do vigamento, designadas por entregas, ficam normalmente apoiadas nas paredes de alvenaria, Figura 3.12. Segundo (Costa, 1955), de forma a obter uma “boa contextura do sobrado”, aumentar a estabilidade e ainda garantir uma diminuição das vibrações, as entregas das vigas devem ser preenchidas com alvenaria ordinária e penetrar nas paredes 0,20m a 0,25m.

Em (Teixeira, 2004), faz-se referência a uma regra que era usualmente aplicada consistindo em apoiar a viga em 2/3 da espessura da parede e, em alguns casos, na totalidade da parede. Segundo (Ilharco, 2008) esta última opção poderia acarretar problemas, uma vez que, no caso de se tratar de uma parede exterior, um dos topos da viga estaria mais exposto aos agentes atmosféricos.

Para nivelar os apoios das vigas nas paredes, sugeria-se normalmente a utilização de palmetas de madeira, bocados de tijolo ou pedaços de alvenaria. Antes de se colocarem as vigas nos devidos apoios, estas recebiam um tratamento nos topos com tinta de óleo, zarcão, ou alcatrão, podendo encontrar-se também cortiça em placas (Ilharco, 2008).



Figura 3.12 – Entrega de vigas com topo alternado encastradas em paredes de alvenaria (Ilharco, et al., 2006)



Figura 3.13 - Entrega de viga com tratamento (Costa, et al., 2007)

Nas ligações às paredes de alvenaria eram usualmente utilizados ferrolhos metálicos de variadas configurações, que consistiam na aplicação de chapas metálicas aparafusadas ou pregadas às vigas, e que, numa fase posterior, se prendiam à parede. Esta selagem podia ser feita de duas maneiras: no exterior da parede (através de uma chaveta) ou no interior da parede recorrendo a ferrolhos tipo “esquadro”, que vergavam 90° no interior da parede), Figura 3.14 (Segurado, 1942).

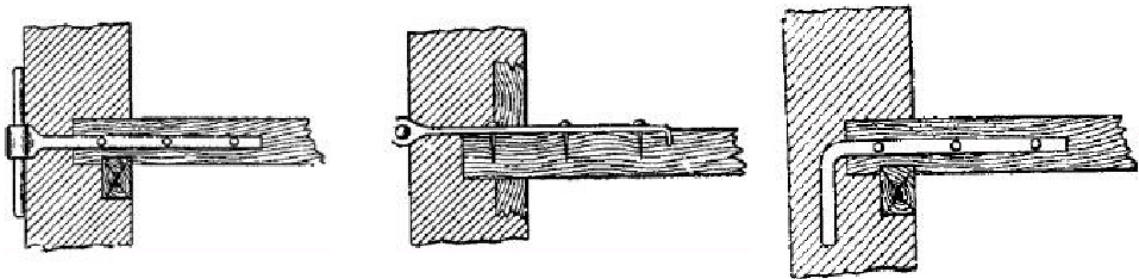


Figura 3.14 - Ferrolhos com ligação à face exterior da parede de alvenaria e ferrolho de esquadro interior (Segurado, 1942)

Esta ligação metálica da viga à parede apresenta uma dupla função. Por um lado confere ao pavimento uma maior solidez, diminuindo deformações e vibrações, e por outro, colaborava na garantia da estabilidade das paredes de alvenaria dos edifícios, normalmente com vários metros de altura e com pouco travamento na direção fora do plano (Ilharco, 2008).

Noutros casos, em que as cargas a suportar pelo pavimento eram muito elevadas, era usual assentar as vigas em pequenos elementos de pedra (cachorros), peças de madeira ou chapas de ferro encaixadas nas paredes, de forma a obter uma distribuição do peso sobre uma maior superfície. Outra solução passava pela adição de um frechal de madeira que por sua vez apoiava no cachorro de pedra, Figura 3.15.

Muitas vezes as vigas assentavam em frechais, com cerca de $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$, corridos e embutidos nas paredes, permitindo uma distribuição uniforme das cargas sobre estas. Esta é uma solução usual em paredes com constituição mais ligeira, como as de tabique, impedindo assim carregamentos pontuais das vigas nas paredes, Figura 3.16.

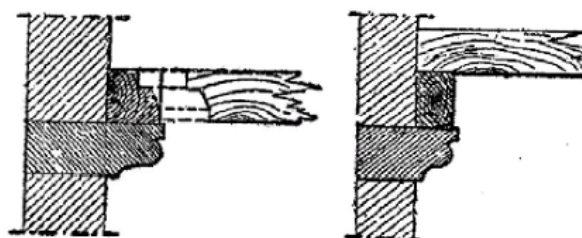


Figura 3.15 - Cachorro embebido na parede apoiando o frechal de madeira que por sua vez apoia a viga (Segurado, 1942)



Figura 3.16 – Vigas apoiadas em frechal. Palácio Belomonte, Porto, (Costa, et al., 2007)

3.2.1.2 Tarugos

Estes elementos, normalmente de madeira, de comprimento igual ao espaçamento livre entre as vigas, são introduzidos entre elas, a uma distância média entre si de 1,5 a 2,0m (Ilharco, 2008).

A utilização de tarugos, tal como o vigamento principal, surgia normalmente sob a forma de paus rolados nos edifícios com data de construção anterior ao século XX. No entanto, tal como o vigamento principal, a secção mais frequente são elementos esquadriados e, seja qual for a secção, o objetivo deste elemento é melhorar o funcionamento do pavimento, trabalhando em conjunto com o vigamento principal, sendo colocado perpendicularmente a este. Esta sinergia permite diminuir a secção das vigas dos pavimentos, uma vez que existe uma melhor distribuição dos esforços e reduz o risco de bambeamento.

O fenómeno de instabilização (bambeamento), ocorre normalmente quando o vigamento é muito comprido, sendo este fenómeno mais notório em elementos de secção retangular. Devido à ação das cargas, a viga pode sofrer um deslocamento lateral resultando na flexibilização do pavimento e originando vibrações e deformações. Este fenómeno é abordado com mais detalhe mais à frente.

Para além das vantagens referidas anteriormente, segundo (Segurado, 1942) os tarugos podem ser usados para provocar uma contra flecha no pavimento, sendo colocados à força entre as vigas do pavimento e provocando um pouco a subida destas, reforçando e diminuindo as flechas. No entanto, esta aplicação implica cuidados especiais já que pode danificar as paredes no caso de o vigamento não estar bem ligado a estas.

Faz-se de seguida uma descrição sucinta das soluções mais frequentes, segundo (Costa, 1955), nomeadamente de três tipos de tarugamento. O mesmo autor refere que para que a aplicação seja eficaz, é necessário que os tarugos formem uma linha continua transversalmente ao vigamento.

a) **Tarugamento Simples (Figura 3.17 e Figura 3.18)**

Os tarugamentos simples aplicam-se onde os tarugos, em madeira, com o comprimento igual ao espaço entre as vigas, são colocados de baixo para cima de forma a exercerem um impulso que obrigue o pavimento a subir e favorecendo o nivelamento quando as cargas e o peso próprio estiverem a atuar.



Figura 3.17- Tarugos com secção circular (Ilharco, et al., 2006)



Figura 3.18 - Tarugos com secção retangular (Ilharco, et al., 2006)

b) Tarugamento de Cruzeta, ou à Americana (Figura 3.19 e Figura 3.20)

É um método com acentuada utilização na América do Norte e em Inglaterra, mas que se encontra em Portugal, embora em menor escala. Consiste na introdução de ripas de madeira de pequena secção contra as vigas (nas quais são abertas previamente reentrâncias para encaixe dos tarugos). A aplicação consiste na introdução de tarugos cruzado entre si, ou seja coloca-se a ripa (tarugo) apoiada na parte superior de uma viga e na parte inferior de outra e, de seguida, é colocado outro tarugo cruzado, formando assim uma cruzeta.



Figura 3.19 - Tarugos de cruzeta executados com ripas de madeira (Ilharco, 2008)

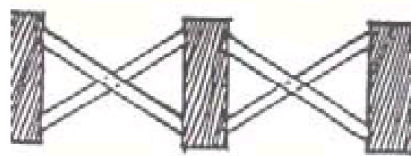


Figura 3.20 - Tarugos de cruzeta executados com ripas de madeira (Costa, 1955)

c) Tarugamento Entalonado (Figura 3.21)

Consiste na introdução de tarugos, com secção igual à das vigas, formando assim um sistema rígido e mais complexo. O primeiro passo é realizar aberturas de entalhes nas vigas, de forma a criar a base para a ligação dos tarugos. As pontas dos tarugos são talhadas de forma a encaixar perfeitamente nas vigas e este encaixe deve ser realizado à compressão para melhor coesão, devendo ainda ser pregado. Um problema associado a esta tipologia é a possível redução da secção dos elementos por secagem que pode provocar danos na estrutura.

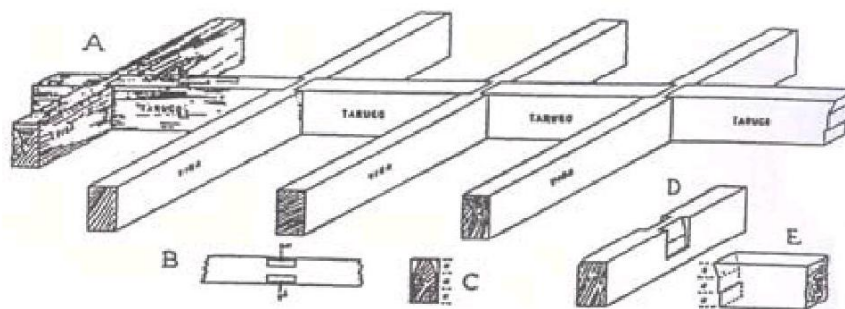


Figura 3.21 - Tarugos entalonados (Costa, 1955)

3.2.1.3 Cadeias

Nos pavimentos, mais especificamente na zona da caixa de escadas, é necessário alterar a configuração do vigamento, nomeadamente a interrupção deste. Isto também acontece junto às chaminés, para evitar que a proximidade do calor irradiado possa carbonizar a madeira.

Estas situações eram resolvidas com recurso às cadeias, ou jugos, que consistem essencialmente em vigas perpendiculares e encastradas em duas vigas principais, de forma a contornar o obstáculo (chaminé, vão, aberturas, etc), Figura 3.22, Figura 3.23 e Figura 3.24. Uma vez que as vigas principais são interrompidas nas cadeias, e são suporte destas, as duas vigas contíguas à abertura devem apresentar uma secção superior às do vigamento corrente (Segurado, 1942).

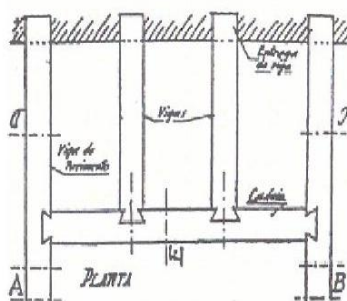


Figura 3.22 – Cadeia (Costa, 1955)

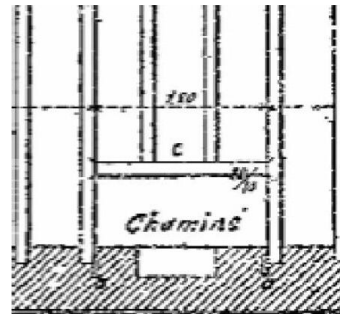


Figura 3.23 - Cadeia em zona da chaminé (Segurado, 1942)

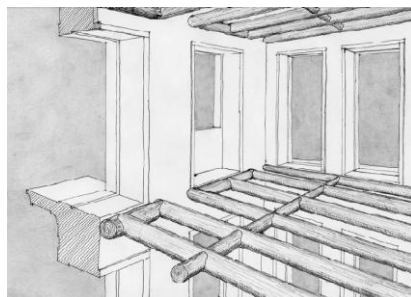


Figura 3.24 - Apoio das vigas principais do sobrado em frente a cada abertura através de cadeias (Teixeira, 2004)

3.2.1.4 Soalho

Segundo (Ilharco, 2008), o revestimento dos pavimentos era, na maior parte das vezes, efetuado por um conjunto de tábuas de madeira, com a designação de soalho, ou solho e com espessura a variar entre os 2,2 e os 5,0 cm, largura entre os 12,0 e os 30,0cm e comprimento que pode atingir os 10,0m. Estas medidas, segundo (Teixeira, 2004), foram diminuindo ao longo do século XIX. Relativamente às espécies mais utilizadas, destaca-se o pinho nacional, o pinho manso e a casquinha.

A ligação entre tábuas varia, podendo ser: de junta, de macho e fêmea (à inglesa), Figura 3.25, de chanfro, ou então de meio-fio (à portuguesa), Figura 3.26. Em Portugal as ligações mais comuns são à inglesa e à portuguesa.

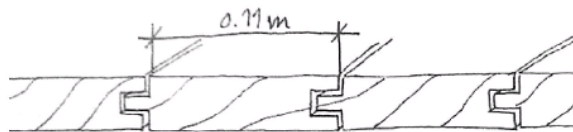


Figura 3.25 - Soalho à inglesa (Lamas, 2003)

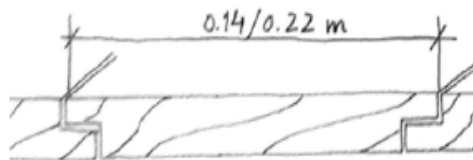


Figura 3.26 - Soalho à portuguesa (Lamas, 2003)

3.2.1.5 Caixa de escadas

Um dos elementos importante a ser estudado numa edificação é a caixa de escadas (Costa, 1955).. Contudo, nem todas as escadas precisam da sua caixa, quer pelo seu tipo, quer pelos seus fins.

As escadas podem apresentar diversas configurações. Na cidade do Porto, as escadas entre os vários pisos dos edifícios antigos exibiam, normalmente, dois ou três lanços, Figura 3.27 e Figura 3.28.

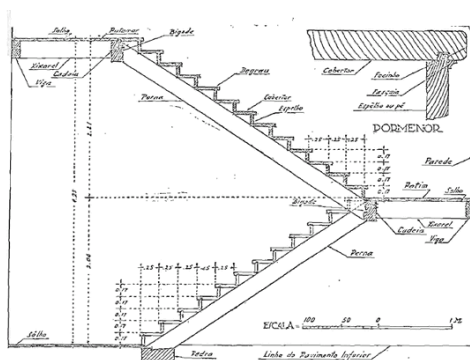


Figura 3.27 - Corte longitudinal de escadas com dois lances

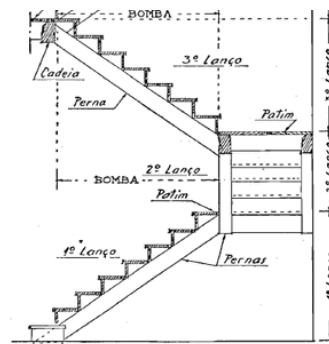


Figura 3.28 - Corte longitudinal de escadas com 3 lanços

Os elementos mais importantes das escadas são as pernas pela função estrutural que representam, pois é nestas que transita a carga para os apoios.

As pernas não são mais que do que vigas assentes em posição inclinada onde apoiam os lanços. São fixadas nas suas extremidades às cadeias do patamar do pavimento e no patamar intermédio por meio de uma samblagem. O número de pernas a aplicar depende da sua largura, tal como o número de vigas nos vigamentos. Se a largura da escada ultrapassa 1m e atinge 1,50m empregam-se três pernas; quando a largura chega a dois metros o número de pernas pode passar a quatro. Já no caso em que a largura seja inferior a 1m apenas se colocam duas pernas (Costa, 1955). Estes elementos podiam ser paus rolados, ou elementos esquadriados com secções que podiam variar entre 0,22m a 0,35m de altura por 0,08m a 0,15m de largura (Ilharco, 2008).

As cadeias, por sua vez, têm a mesma secção que as restantes vigas do pavimento, apoiando nas vigas principais ao nível dos pisos, ou nas paredes da caixa de escadas (no caso de patamar intermédio). As paredes das caixas de escadas são normalmente em tabique e podem, por vezes, ser reforçadas com uma camada dupla de tábuas costaneiras de madeira, uma na vertical e outra na diagonal.



Figura 3.29 - Patamar de piso das escadas (Ilharco, 2008)

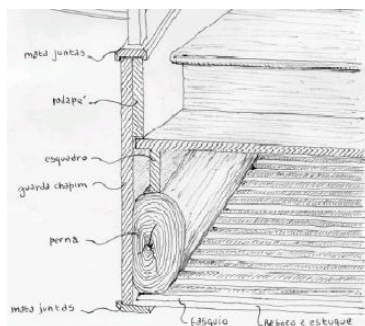


Figura 3.30 - Pormenor de lanço de escadas com pau rolado e revestimentos (Teixeira, 2004)



Figura 3.31 - Pernas com secção retangular (Ilharco, 2008)

3.2.2 COBERTURAS DE MADEIRA

Segundo (Branco, et al., 2006) a típica cobertura de madeira portuguesa apresenta asnas como principal elemento estrutural, com uma pendente variável entre os 20° e os 30°, sendo materializada por telhas cerâmicas apoiadas sobre varas espaçadas de 40-50cm que repousam sobre a cumeeira, as madres e o frechal. O mesmo autor refere que, normalmente, as coberturas em madeira são constituídas por asnas simples (ou de Palládio) de vãos médios entre 6 e 7 metros. Esta geometria de asnas de madeira caracteriza-se por apresentar um elemento horizontal, a linha, duas pernas inclinadas de modo a formar as pendentes do telhado e ligadas na sua base à linha, um elemento vertical ao centro na ligação entre as duas pernas, o pendural, e duas escoras inclinadas, suportando as pernas no pendural, Figura 3.32. De referir que o grau de complexidade da geometria da asna aumenta com o vão a cobrir. Quanto ao espaçamento entre as asnas, de eixo a eixo é da ordem de 3 a 4m, Figura 3.33.

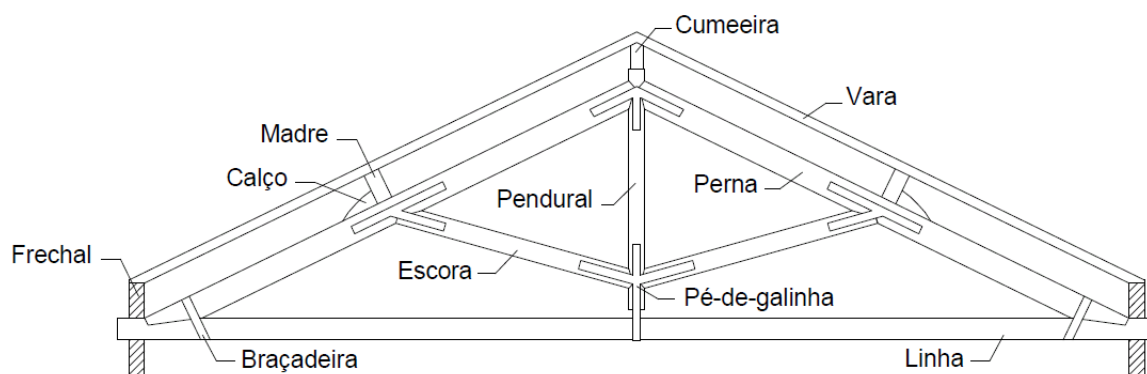


Figura 3.32 - Cobertura tradicional de madeira portuguesa simples ou de Palládio (Branco, et al., 2006)

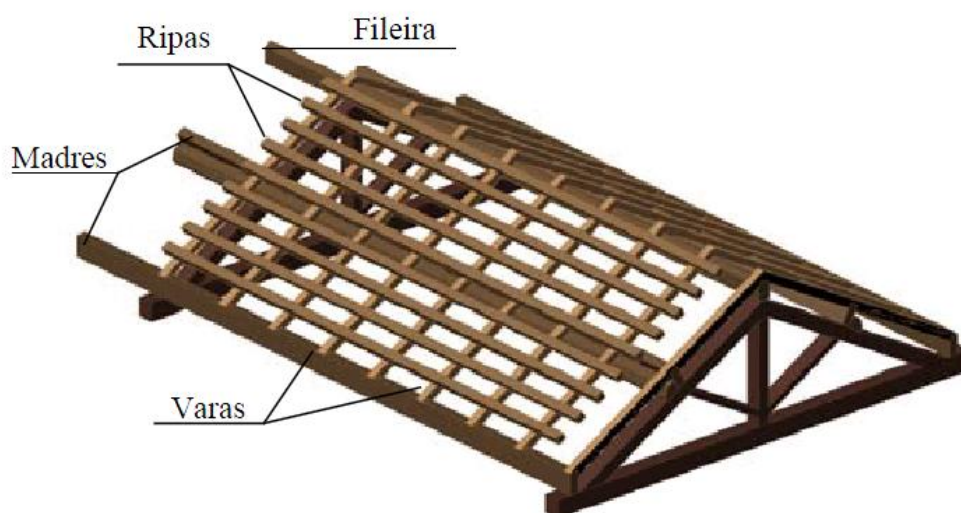


Figura 3.33 - Organização tradicional de uma cobertura de madeira (Branco, et al., 2010)

De referir que configurações ainda mais simples podem ser adotadas, aplicando-se a vãos de 4 a 5 metros e apresentam uma estrutura primária constituída por linhas e pernas, Figura 3.34 e Figura 3.35. Em certos casos estas podem apresentar um pendural para melhor funcionamento estrutural. Contudo, esta solução sofreu várias alterações ao longo do tempo, tornando-se progressivamente mais rica, quer no número de elementos quer no número de ligações entre eles.

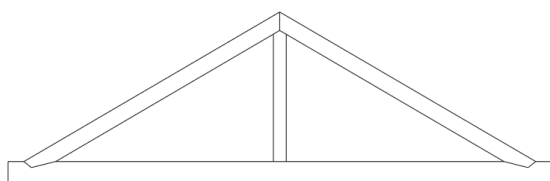


Figura 3.34 - Asna simples constituída por linha, pernas e pendural apoiado na linha (Branco, et al., 2010)

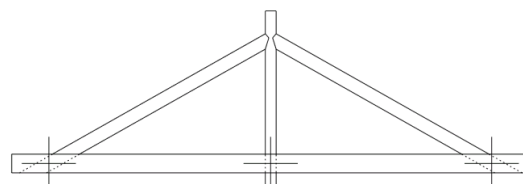


Figura 3.35 - Asna simples constituída por linha, pernas e pendural fixados por elementos metálicos à linha (Branco, et al., 2010)

Segundo (Branco, et al., 2010) as asnas simples têm um comportamento semelhante ao de um arco de 3 rótulas, sendo que as pernas trabalham à compressão e a linha absorve a componente horizontal deste esforço. A componente vertical é equilibrada pela reação vertical do apoio. O uso do pendural tem como principal função facilitar a união entre as pernas da asna, isto no caso de este não ser apoiado na linha pois, no caso contrário, provocará esforços de flexão na linha que podem causar problemas graves a nível estrutural. A linha, ao ser carregada pelo pendural, agrava substancialmente a sua deformada pois passa a ter três componentes de esforços, tração, flexão e corte. A situação ideal será que este elemento esteja sob flexão apenas por causa do seu peso próprio.

As asnas de Palládio com escoras eram utilizadas já desde o século XVI e têm o acrescento das escoras relativamente ao referido anteriormente. Esta adição das escoras permitiu melhorar o funcionamento da estrutura à flexão e simultaneamente dotou a estrutura de maior capacidade resistente às solicitações. O ângulo entre a escora e o pendural é de aproximadamente 60° e o vão destas asnas está limitado a 8 metros. Este facto advém do aumento das deformações e dos esforços de compressão nas pernas e de tração na linha, que levaria a um aumento substancial das secções transversais destes elementos.

Das espécies de madeira mais utilizadas nas coberturas destaca-se o Pinho bravo (*Pinus pinaster*) e o Eucalipto (*Eucalyptus globulus*) nas construções industriais no início do século XX e o Castanho (*Castanea sativa*) e o Carvalho (*Quercus robur*) em construções eclesiásticas mais antigas (Branco, et al., 2010). Segundo (Lopes, 2007), para casas de construção tradicional, a madeira apresenta-se sob a forma de pau rolado, tradicionalmente de Carvalho, Castanho e, em menor número, de Pinho silvestre. Já (Costa, 1955) diz que as melhores madeiras para asnas são todas aquelas que não torçam ou empenem constantemente, sugerindo o pinho nacional como um material magnífico para estas construções, mas evitando-se as grandes “vergadas”. Refere ainda que, sejam qual forem as madeiras utilizadas estas devem estar bem secas e desempenadas.

Adaptações às diferentes geometrias observadas nas imagens anteriores, levaram à evolução das asnas simples para a asna composta que permite maiores comprimentos das linhas e das pernas, através da colocação de escoras (elementos comprimidos). No entanto, a adição de escoras obriga a adição de tirantes de forma a resistir à componente de tração que surge devido à ligação escora-linha, formando assim a asna que se pode ver na Figura 3.36 (Branco, et al., 2010).

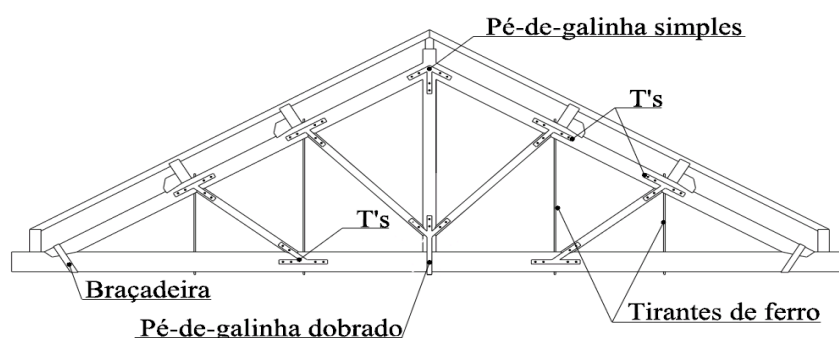


Figura 3.36 - Asna composta com tirantes de ferro reforçada com braçadeiras, tês e pés de galinha (Appleton, 2003)

Quanto às ligações entre elementos, não menos importante que a tipologia da cobertura, estas antigamente eram feitas através das chamadas ligações tradicionais ou samblagens, onde a transmissão

de esforços é feita por atrito e compressão na interface entre os elementos a unir. Com a descoberta do aço no século XIX passaram a usar-se elementos metálicos como as braçadeiras, ou cavilhas, utilizados na ligação perna-linha, os tês para a ligação das pernas às escoras e os pés de galinha para a ligação pendural-perna e na ligação pendural-linha-escora. Outros elementos como pregos e parafusos também eram utilizados de forma corrente. Os elementos citados podem ser observados na Figura 3.36 (Branco, et al., 2010).

A ligação dos pés de galinha reforça a ligação de forma a prevenir o deslizamento lateral da peça. Para além disso permite que a estrutura resista a uma inversão dos esforços perante ações dinâmicas como o vento ou sismos. Permite ainda minimizar os efeitos de eventuais defeitos resultantes da execução das samblagens.

3.2.3 PAREDES DE TABIQUE

O tabique também pode ser designado por “taipa de mão”, “taipa de sopapo”, “taipa de chapada”, “pau-a-pique”, “barro armado” (no Brasil), “torchis” (na França) e “whattle and daub” (em Inglaterra). Pensa-se que esta técnica tenha aparecido antes do século XVIII.

Um elemento construtivo de tabique, como por exemplo uma parede, Figura 3.37, é construído através da pregagem de fasquio (ripas de madeira, geralmente finas, colocadas horizontalmente, Figura 3.38) sobre tábuas de madeira colocadas na vertical (pranchas ou costaneiros), sendo o conjunto revestido em ambas as faces, por um material à base de terra (Gonçalves, 2010). As tábuas de madeira são pregadas em cima e em baixo a duas régua fixas, uma ao sobrado e outra ao teto.

De acordo com (Pinto, et al., 2011), os materiais de base correntemente utilizados em elementos de tabique são a madeira maciça, a terra (simples ou misturada com um ligante hidráulico) e pregos metálicos.

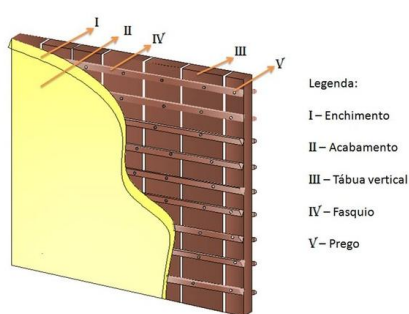


Figura 3.37 - Parede de tabique simples ([1])



Figura 3.38 - Fasquio com enchimento ([2])

Estes elementos podem surgir como paredes interiores, com espessuras compreendidas entre 0,10 e 0,15m, assumindo por vezes funções estruturais, quando os vãos são pequenos, como se constata em muitos edifícios, especialmente entre 1870 e 1930.

A sua aplicação em fachadas de edifícios é normalmente associada a edifícios mais modestos, especialmente no último piso e nos andares de ressalto, cujos tabiques de erguem a partir de uma trave de madeira, que apoia nas pontas salientes do barrotamento do soalho e que, por isso, têm de ser leves.

3.3 INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

As intervenções que permitem preservar os edifícios antigos, mantendo a sua identidade arquitetónica, histórica e cultural, pela importância que apresentam, devem ser antecedidas de uma completa análise do estado de conservação da construção em estudo. Assim, a conservação dos edifícios necessita de uma metodologia que inclui os passos de Inspeção, Diagnóstico, Terapia e Controlo (Appleton, 2003).

De facto, as fases de Inspeção e Diagnóstico apresentam-se como essenciais para o sucesso das etapas seguintes, facilitando a definição dos materiais e tecnologias que melhor se adequam às características físicas e à história da construção a intervencionar (Appleton, 2003). A sua importância deve-se ao facto de as estruturas serem fortemente afetadas por patologias da madeira, como a existência de defeitos ou anomalias e ataques de agentes bióticos (Ilharco, 2008).

3.3.1 PATOLOGIAS

Este aspeto já foi mencionado no ponto 2.4.5.1 sendo que neste capítulo pretende-se identificar com mais detalhe os defeitos e patologias associadas às estruturas de madeira.

As estruturas de madeira têm características particulares devido ao facto de se tratar de matéria-prima de origem vegetal, o que implica que apresentem uma degradação bastante distinta da prevista em estruturas executadas com base em materiais de origem mineral (Faria, 2002b).

Para um melhor entendimento dos danos existentes em estruturas de madeira, os problemas que surgem, podem ser organizados segundo as causas que lhes dão origem, considerando adequado agrupá-los da seguinte forma:

- Defeitos e anomalias do material, tal como a existência de nós, fio inclinado em relação ao eixo da peça e fendas;
- Ataques por agentes bióticos;
- Agentes atmosféricos, nomeadamente a existência de ciclos de molhagem/secagem da madeira.

3.3.1.1 Defeitos e anomalias do material

A presença de defeitos e anomalias reduz significativamente a capacidade resistente de uma estrutura de madeira, considerando-se como defeito qualquer deficiência na normal estrutura da madeira, podendo resultar da génese da árvore ou provocado por agentes externos (Vilarinho, 2009).

As estruturas de madeira podem ser afetadas por diversos tipos de defeitos, sendo que alguns são difíceis de evitar, pois consistem em adaptações das árvores ao ambiente em que estão inseridas (Vilarinho, 2009).

Em seguida é feita uma breve descrição de alguns defeitos mais comuns na madeira, tais como os nós, o desvio da inclinação do fio em relação ao eixo da peça e as fendas.

• Nós

Os nós consistem nas ligações dos ramos que se encontram embebidas no tronco das árvores. Estes podem ser classificados, quanto à sua forma, como: circulares, elípticos e deitados (Vilarinho, 2009).

Constituem o defeito mais relevante na madeira, tanto ao nível visual como estrutural, sendo que a sua influência depende do tipo de nó, dimensões e localização da peça. Afetando principalmente a

resistência mecânica da madeira, geralmente não diminui a resistência à compressão, contudo influencia bastante a resistência à tração, Figura 3.39.

- Desvio da inclinação do fio em relação ao eixo da peça

O desvio da inclinação do fio pode resultar dos planos de serragem escolhidos, quando estes não se apresentam paralelos ao fio da madeira, ou do próprio desenvolvimento natural da árvore, sendo este caso o mais difícil de identificar (Vilarinho, 2009).

A sua presença pode ser resultado de um processo de corte desadequado, ou mesmo da própria natureza morfológica dos elementos de madeira utilizados, que possuiria estas características. A existência deste defeito torna o elemento mais difícil de utilizar, sendo que as elevadas tensões internas que se instalam na madeira com estas características podem provocar empenos e fendas, na ocorrência de pequenas alterações de humidade, podendo ainda ter implicações graves a nível da resistência mecânica (NP180, 1962), Figura 3.40.



Figura 3.39 - Nó em viga de madeira (Pereira, 2009)



Figura 3.40 - Linha com fenda de secagem extensa e que indica a direção inclinada do fio (Feio, et al., 2005)

- Fendas

Estes defeitos surgem devido a grandes tensões na madeira, provocadas pela contração diferencial da madeira entre zonas periféricas e interiores do lenho. Estas tensões geram esforços de tração transversal abrindo a madeira segundo planos radiais (Branco, et al., 2010), Figura 3.41.

As fendas, que por vezes chegam a dividir a secção original em duas, podem conduzir à redução do momento de inércia e ter graves repercussões estruturais, nomeadamente se estiverem localizadas em elementos sujeitos a compressão axial ou em zonas de ligação de elementos (NP180, 1962).



Figura 3.41 - Pormenor de uma fenda longitudinal (Pereira, 2009)

3.3.1.2 Ataques de Insetos e Fungos

O ataque de agentes bióticos é uma das degradações mais comuns nas estruturas de madeira, podendo produzir danos muito graves, sendo a madeira um material muito suscetível a estes ataques. Neste tipo de degradação da madeira destacam-se os fungos xilófagos, insetos xilófagos (caruncho) e os insetos sociais (térmitas).

- Fungos Xilófagos

Os fungos xilófagos são constituídos por um corpo vegetativo, com diversas formas, que se propagam por meio de esporos que ao germinarem em condições favoráveis (humidade acima de 20%, temperatura entre 20°C a 28°C, radiações luminosas reduzidas, maior quantidade de borne para conter maior quantidade de resinas) formam o micélio (conjunto de filamentos com o nome de hifas). Alimentam-se de elementos mortos ou tipo parasitas, alimentando-se de substâncias de outros animais ou vegetais (Botelho, 2006).

Causam danos consideráveis nos elementos de madeira e são normalmente detetados quando a madeira já se encontra num estado avançado de degradação, Figura 3.42.



Figura 3.42 - Presença de fungos xilófagos (Ilharco, 2008)

- Insetos Xilófagos

Os insetos xilófagos são agentes de degradação da madeira que se podem identificar pelo serrim produzido pelo seu ataque, este serrim consiste numa mistura de madeira com excremento de inseto. Os mais comuns em edifícios são os Anóbios (caruncho) e os Cerambicídeos (caruncho grande), Figura 3.43.

Os Cerambicídeos constituem um tipo de ataque perigoso para a segurança estrutural dos elementos devido à possibilidade de poder escavar galerias com cerca de 1cm de diâmetro, de orientação diversa, atacando principalmente o borne da madeira. Os Anóbios são normalmente encontrados em madeira estrutural com um teor de água elevado (Botelho, 2006).



Figura 3.43 - Presença de insetos xilófagos (Ilharco, 2008)

- Insetos sociais xilófagos

Os insetos sociais mais comuns em Portugal são as térmitas subterrâneas. Estas são insetos que vivem em geral no solo, em colónias. Atacam madeira preferencialmente húmida em contacto com o solo, podendo afetar todo o tipo de madeiras, degradando-as no sentido das fibras deixando apenas pequenas lâminas entre as galerias. O seu ataque pode provocar danos muito relevantes uma vez que, geralmente, são detetados já num estado avançado de degradação (Pereira, 2009).

Devido ao facto de não se poderem expor diretamente à luz, estes insetos deslocam-se sempre em galerias interiores no solo, madeira e paredes, ou em galerias exteriores fabricadas pelas obreiras com saliva, excrementos, terra e partículas de madeira, sendo este o facto que permite detetar o ataque das térmitas em estruturas de madeira.

3.3.1.3 Agentes Atmosféricos

A ação dos agentes atmosféricos de degradação da madeira faz-se sentir principalmente pela radiação solar e pela chuva, particularmente através da ocorrência de ciclos de molhagem/secagem.

Os raios ultravioleta, constituintes da radiação solar, provocam a degradação gradual na madeira, alterando a sua coloração. Este fenómeno é apenas superficial, no entanto, quando combinado com a água da chuva poderá ter uma maior influência, pois a água da chuva vai provocar uma lavagem da superfície de madeira, deixando as zonas sãs novamente expostas à luz solar (Júnior, 2006).

A água da chuva influencia o teor em água da madeira, um parâmetro que influencia muito as características mecânicas da madeira, como a sua resistência mecânica, sendo que quanto maior o teor em água, menor é a resistência mecânica da madeira e maior a suscetibilidade de ser atacada por agentes biológicos. A ocorrência de ciclos de humedecimento e secagem provoca uma variação volumétrica na madeira, levando à formação de tensões internas, causando fendas, curvaturas e empenamentos (Júnior, 2006).

3.3.2 INSPEÇÃO VISUAL E RECOLHA DE INFORMAÇÃO

A inspeção visual tem por objetivo identificar defeitos, anomalias e zonas degradadas visíveis, de uma forma rápida e eficaz, tornando-se assim num levantamento do estado de conservação do edifício.

A realização de uma boa inspeção visual permite escolher com maior detalhe um conjunto de zonas em que os ensaios não destrutivos sejam mais relevantes.

É possível, através da inspeção visual, estabelecer uma classificação relativamente à qualidade da madeira, sendo para tal necessário identificar todos os defeitos visíveis (nós, inclinação do fios), imperfeições geométricas e alterações causadas por agentes externos (fendas, empenas e ataques biológicos) que diminuem a resistência mecânica.

A qualidade da inspeção visual está diretamente ligada à capacidade de avaliação do operador e à incapacidade de deteção de defeitos internos.

3.3.3 INSTRUMENTOS DE DIAGNÓSTICO *IN SITU* E LABORATORIAL

3.3.3.1 Ensaios não destrutivos

Os ensaios destrutivos podem causar alguns danos ao material mas estes serão mínimos, como pequenos furos ou riscos, não afetando a resistência mecânica nem as propriedades da madeira. É necessário que, para a execução destes ensaios, exista um bom acesso à estrutura a inspecionar. Não serão abordados neste trabalho.

O tipo de ensaios não destrutivos são normalmente utilizados em casos como avaliação do desempenho da estrutura total, análise individual das propriedades dos materiais (teor em água, porosidade, densidade, entre outras), deteção de vazios, fendas e descontinuidades no interior da madeira, que de outra forma não seria possível identificá-los (Ilharco, 2008). Representa uma importante parte da conservação das estruturas históricas.

Faz-se em seguida uma breve descrição dos instrumentos de ensaios não destrutivos que são usualmente utilizados nos processos de inspeção e avaliação.

- Resistograph

Trata-se de um instrumento que relaciona a energia despendida na penetração de uma agulha com a resistência da madeira à perfuração. É um dos métodos não destrutivos mais utilizados, pois realiza perfurações quase impercetíveis e sem qualquer influência na resistência mecânica da peça sendo, ao mesmo tempo, de fácil utilização, Figura 3.44.

O perfil da peça traçado pelo Resistograph permite avaliar o grau de degradação biológica no interior da madeira como também, a variação de densidade, devido a vazios ou fendas (Feio, et al., 2005).

Embora não forneça informação sobre a resistência mecânica da peça perfurada, os resultados obtidos no ensaio podem ser relacionados com a massa volúmica, permitindo obter um perfil radial desta propriedade ao longo da perfuração, bem como as diferenças de densidade entre os lenhos inicial (Primavera) e final (Outono) e ainda avaliar as perdas de densidade causadas por degradações ou vazios (Júnior, 2006).

Apresenta como principais vantagens a fácil leitura gráfica e a simplicidade de armazenamento de dados, sendo possível exportar os dados obtidos em formato digital.

As principais limitações estão relacionadas com alguma dificuldade em manobrar o aparelho em algumas posições, tomando complicada a tarefa de o manter perpendicular ao elemento a ensaiar.

Para se retirarem resultados quantitativos através deste ensaio é necessário proceder a correlações numéricas com propriedades mecânicas relacionáveis com este ensaio (densidade, módulo de elasticidade e módulo de rotura) em função de cada espécie.



Figura 3.44 - Resistograph e dispositivo de recolha de dados (Ilharco, 2008)

- Pilodyn

Método de ensaio desenvolvido com o objetivo de determinar a massa volúmica da madeira, que se obtém a partir de correlações com a dureza superficial, valor medido pelo Pilodyn.

Consiste num aparelho de forma cilíndrica com um pino metálico numa das extremidades, Figura 3.45. Esta ponteira, ao penetrar na peça de madeira, através da libertação de uma mola, permite estimar o estado de conservação superficial da mesma, de acordo com a profundidade penetrada (Feio, et al., 2005).

Embora não se encontrem boas correlações entre os resultados obtidos neste ensaio e as propriedades mecânicas da madeira, o Pilodyn é um método de ensaio muito utilizado na determinação previa do aparecimento de doenças, através de medições periódicas e no estabelecimento de classes e categorias de resistência entre diversas espécies de madeira.



Figura 3.45 - Pilodyn e esquema de funcionamento (Ilharco, 2008)

- Sismógrafos

Os sismógrafos são instrumentos frequentemente utilizados na avaliação de estruturas de edifícios. Para os ensaios de medição de vibração são utilizados os sismógrafos, que permitem o registo de acelerações em três direções. Estes registos são depois transferidos para um computador onde se realiza a análise dos sinais recolhidos

As leituras são normalmente efetuadas em diferentes locais das estruturas a analisar, sendo que a partir dos registos de acelerações de cada estação são calculadas as correspondentes densidades espectrais de potência, que fornecem as frequências próprias de vibração. Estas permitem estimar a rigidez das estruturas, ou seja, o seu módulo de elasticidade, permitindo fazer uma avaliação do seu estado de conservação e da eventual necessidade de reabilitação/reforço.

- Higrómetro

O higrómetro consiste num aparelho eletrónico portátil que mede o teor em água em elementos de madeira maciça ou em produtos derivados da madeira, contribuindo assim para a perceção do potencial de ataque de agentes bióticos. Um teor em água elevado será revelador, por exemplo, de uma deficiência na impermeabilização de fachadas ou coberturas.

Assim, através de leituras periódicas com o higrómetro, é possível atuar preventivamente, eliminando eventuais entradas de água, e verificando zonas com maior potencial de ataques de fungos, que normalmente correspondem a detalhes construtivos que permitem a acumulação de humidade (Feio, et al., 2005).

Com o conhecimento do parâmetro “teor em água” é possível afetar de fatores correlativos os valores característicos da resistência mecânica dos elementos estruturais.

4

VERIFICAÇÃO DE PAVIMENTOS E COBERTURAS SEGUNDO O EC5

4.1 VERIFICAÇÃO DE PAVIMENTOS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 5

4.1.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se uma abordagem às bases de cálculo para pavimentos de madeira com base no Eurocódigo 5 (EC5). Contudo, as coberturas estão em parte incluídas nos assuntos abordados, uma vez que o material em questão é o mesmo. Maior detalhe relativo ao de cálculo de coberturas em madeira será exposto no capítulo relativo a estes elementos mais à frente.

A verificação dos elementos de madeira, preconizada no EC5 (CEN, 2004a), permite concluir acerca da necessidade de intervenção nestes, particularmente a um nível global. Segundo (Negrão, et al., 2009), são aplicáveis os modelos de cálculo correntes das áreas de “Resistência dos Materiais” e de “Teoria das Estruturas”. Porém, o mesmo autor refere que surgem dificuldades relacionadas com o material em questão, a madeira. Uma das dificuldades consiste no facto de a madeira ter um comportamento mecânico anisotrópico, considerando-se geralmente um comportamento mecânico transversal isotrópico. Considerando esse comportamento assume-se assim, de forma simplificada, que no plano perpendicular ao fio a resistência é uniforme segundo qualquer direção, resultando assim apenas duas direções resistentes: a direção do fio e a direção perpendicular ao fio. Este comportamento tem influência no modo de montar as peças. Outra dificuldade surge no cálculo das ligações e a importância que estas têm nos esforços a que as peças estão submetidas e na consequente necessidade de escolher corretamente o modelo de cálculo de acordo com o processo de ligação escolhido. Por fim, refere-se a obrigatoriedade de analisar o problema das vibrações e das deformações que muitas vezes condicionam o dimensionamento.

No caso das vigas dos pavimentos, é de referir que as tensões predominantes são de flexão na direção do fio, compressão perpendicular ao fio, corte transversal ao fio e torção na direção do fio, sendo as últimas tensões tangenciais.

No que diz respeito aos Estados Limites Últimos (ELU), é necessário na maioria dos casos fazer as seguintes verificações:

- Flexão simples;
- Risco de instabilidade lateral-torsional ou bambeamento;
- Corte;
- Compressão perpendicular ao fio;
- Torção.

- Flexão desviada

Para validar as verificações é necessário comprovar a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Em que, S_d é o valor de cálculo de um esforço atuante, ou de um conjunto de esforços devidamente combinados, e R_d é o valor de cálculo do esforço resistente correspondente.

Relativamente aos Estados Limites de Serviço (ELS) são necessárias as seguintes verificações:

- Deformação;
- Vibração.

Apesar de em alguns casos ser necessário efetuar outras verificações, no presente trabalho apresentam-se estas que se consideram as mais relevantes.

4.1.2 CONSIDERAÇÕES BÁSICAS DE PROJETO

Os projetos de estruturas de madeira devem obedecer às bases de dimensionamento estrutural que são abordadas no Eurocódigo 0 (CEN, 2002a). Neste regulamento as regras de base de projeto são apresentadas e devem ser articuladas com os restantes eurocódigos nomeadamente o EC5. É no capítulo 2 do EC5 que se encontram os aspetos essenciais que os projetistas de estruturas de madeira devem seguir. No Eurocódigo 1 (CEN, 2002b) Parte 1-1, são quantificados os valores dos pesos volúnicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios bem como as combinações de ações a considerar em diferentes casos, elementos fundamentais para a definição das ações a considerar no dimensionamento de estruturas.

De acordo com o EC1, temos as seguintes combinações de ações consideradas no dimensionamento de estruturas:

Para o estado limite último:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_G * G_{k,i} + \gamma_Q * Q_{k,1} + \sum_{j=1}^n \gamma_{Q,j} * Q_{k,j} * \Psi_{0,j} \quad (4.2)$$

Onde,

A primeira parcela diz respeito às cargas permanentes (peso próprio e restantes cargas permanentes), na segunda parcela está a contribuição da ação variável principal (sobrecarga ou vento) e a última parcela diz respeito às ações variáveis secundárias.

Para o estado limite de utilização temos:

Combinação de longa duração:

$$F_{dutilização} = \sum_{i=1}^m G_{k,i} + \sum_{j=1}^n Q_{k,j} * \Psi_{2,j} \quad (4.3)$$

Combinação de média duração:

$$F_{dutilização} = \sum_{i=1}^m G_{k,i} + \Psi_1 * Q_{k,1} + \sum_{j=1}^n Q_{k,j} * \Psi_{2,j} \quad (4.4)$$

Combinação de curta duração:

$$F_{dutilização} = \sum_{i=1}^m G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{j=1}^n Q_{k,j} * \Psi_{2,j} \quad (4.5)$$

Na análise efetuada para os estados limites de utilização, mais à frente será usada a combinação de longa duração.

No EC1 podemos encontrar os valores para as sobrecargas de uso específicas de cada tipo de utilização, sendo que para o caso de estudo deste trabalho, para pavimentos e escadas de edifícios, temos os valores do Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Sobrecargas em pavimentos e escadas de edifícios (CEN, 2002b)

Categorias de zonas carregadas	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
Categoria A (atividades domésticas e residenciais)		
- Pavimentos	2,0	2,0
- Escadas	3,0	2,0
Categoria D (atividades comerciais,)		
- D1 (zona de lojas em geral)	4,0	4,0

4.1.3 FATORES QUE INFLUENCIAM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA. VALORES DE CÁLCULO A ADOTAR

No capítulo referente à madeira já foram abordadas as propriedades e defeitos que afetam a resistência mecânica de uma forma generalizada, sendo que no presente capítulo pretende-se dar a conhecer os valores de cálculo adotados de forma a ter em conta a influência destes fatores nas propriedades mecânicas da madeira.

4.1.3.1 Teor em água na madeira. Classes de serviço

O teor em água tem uma grande influência sobre as propriedades mecânicas da madeira, refletindo-se numa diminuição da resistência mecânica do material quando a humidade aumenta. É necessário portanto ter este fator em conta nos cálculos de estruturas de madeira. Uma vez que os ensaios mecânicos para a determinação das propriedades mecânicas da madeira são efetuadas em condições ambientais fixas ($20 \pm 2^\circ \text{C}$ e $65 \pm 5\%$ de humidade relativa) que equivalem, na maioria dos casos a um teor em água de 12%, deve ser feita uma correção das características mecânicas, de acordo com o local a construir, associando as estruturas a classes de serviço. Estas classes estão dirigidas para o cálculo dos valores resistentes e das deformações (instantâneas e diferidas) sob condições ambientais determinadas (CEN, 2004a):

- Classe de serviço 1, de acordo com o EC5, pode ser definida como o teor em água das peças correspondente, aproximadamente a uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede 65% apenas em algumas semanas do ano. Uma vez que os pavimentos são estruturas interiores, é normalmente atribuída esta classe de serviço dadas as condições de exposição;
- Classe de serviço 2, caracterizada por um teor em água na madeira correspondente a um ambiente caracterizado por uma temperatura de $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa do ar ambiente excedendo 85% somente durante algumas semanas por ano;
- Classe de serviço 3, corresponde a situações que conduzem a teores em água das peças superiores aos que ocorrem na classe de serviço 2.

4.1.3.2 Duração das ações

O EC5 prevê 5 categorias no que diz respeito à duração das ações, Quadro 4.2. Estas podem influenciar bastante a resistência dos elementos, podendo mesmo no caso de carregamento de longa duração, diminuir até cerca de 40% a sua capacidade resistente inicial (Ilharco, 2008). Tal como foi referido, a madeira quando submetida a tensões elevadas, sujeita-se a um processo de fluência, sendo a velocidade de aumento da deformação praticamente proporcional ao estado de tensão instalado. Tendo em conta este facto, conclui-se que a madeira tem um comportamento melhor quando está sujeita a estados de tensão baixos para ações permanentes, suportando aumentos localizados de tensões por períodos relativamente reduzidos de tempo.

Quadro 4.2 - Classes de duração das ações (CEN, 2004a)

Classe de duração das ações	Ordem de duração acumulada da ação característica	Exemplos de ações
Permanente	Mais de 10 anos	Peso próprio, divisórias
Longa duração	6 meses a 10 anos	Armazenagem
Média duração	1 semana a 6 meses	Sobrecarga uso, neve
Curta duração	Menos de uma semana	Neve, vento
Instantânea		Sismo

No caso dos pavimentos, as ações permanentes referem-se aos pesos próprios da estrutura, nomeadamente as vigas, os tarugos, o soalho e todos os outros elementos que se encontram apoiados

no pavimento e que possuem carácter permanente como tetos, etc. Os valores são determinados a partir das dimensões dos elementos e pesos volúnicos dos materiais que os constituem. Se a estrutura for constituída por madeira classificada, os valores estão descritos na norma EN338 (CEN, 2003). Contudo, em estruturas antigas a madeira não é classificada, não sendo possível usar os valores descritos na norma (Ilharco, 2008).

Segundo o EC5 (CEN, 2004a), para atender à influência da duração das ações nas propriedades mecânicas (devido à ocorrência do fenómeno de fluência), considera-se um fator de modificação da resistência, k_{mod} , que tem em consideração o tempo de atuação das ações e o ambiente de serviço, sendo usado como um coeficiente, quase sempre redutor, das propriedades mecânicas instantâneas referidas a um teor em água de 12%. Os valores deste fator para madeira maciça e madeira lamelada colada podem ser vistos no Quadro 4.3.

De acordo com a cláusula 3.1.3(2) do EC5-1-1 (CEN, 2004a), no caso de combinações que envolvam ações de diferentes durações, deve considerar-se a ação de mais curta duração.

Quadro 4.3 - Valores de k_{mod} (CEN, 2004a)

Material	Norma	Classe de serviço	Classe de duração das ações				
			Permanentes	Longa duração	Média duração	Curta duração	Instantânea
Madeira maciça e madeira lamelada colada	EN 14081 - 1 e EN 14080	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Este fator incide sobre o valor de cálculo, X_d , de uma determinada propriedade do material através da seguinte expressão:

$$X_d = k_{mod} * \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.6)$$

Em que, X_k é o valor característico da propriedade do material e γ_M é o coeficiente parcial de segurança para a propriedade do material, Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Coeficiente parcial de segurança (γ_M) (CEN, 2004b)

Material	γ_M
Madeira maciça	1,3
Madeira lamelada colada	1,25

4.1.3.3 Qualidade da madeira

A qualidade da madeira tem uma importância relevante na sua resistência. Os defeitos, referidos no capítulo relativo à madeira, podem diminuir consideravelmente as propriedades mecânicas. Sendo assim foi adotado para as madeiras o princípio das classes de resistência.

O princípio das classes de resistência é o da atribuição das principais propriedades físicas e mecânicas a uma dada população de madeiras para estruturas, de forma simples e objetiva, de modo a facilitar a sua aplicação em trabalhos concretos de estruturas.

Cada classe de resistência é definida por uma sigla que identifica automaticamente as principais propriedades mecânicas a usar nos cálculos, facilitando assim a especificação por parte dos projetistas. Tradicionalmente, as propriedades eram associadas às siglas das classes de qualidade, por sua vez atribuídas com base nos requisitos definidos em normas de classificação visual ou por máquina.

O conceito de classes de resistência, implantado na Europa através da norma EN 338, pretende tratar a madeira para estruturas exatamente da mesma forma que o betão armado ou o aço, introduzindo assim um fator de segurança adicional na especificação dos materiais, já que bastará ao projetista definir a classe de resistência que usou no cálculo. Passa assim a ser obrigação do construtor e da fiscalização garantir que as madeiras aplicadas foram classificadas em classes de qualidade que validem a sua inclusão na classe de resistência especificada pelo projetista (Negrão, et al., 2009).

Em termos de madeira maciça, as classes de resistência mecânica definidas na norma europeia EN 338 (CEN, 2003), incluem as classes C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45, C50, para as resinosas, e D18, D24, D30, D35, D40, D50, D60 e D70, para as folhosas. “C” significa “coniferous”, “D” significa “deciduous” e o número indica a resistência característica à flexão na direção paralela às fibras, “ $f_{m,k}$ ”. Esta norma apresenta os valores numéricos das propriedades físicas e mecânicas com interesse para o projeto de estruturas.

O mesmo se aplica à madeira lamelada colada através da norma portuguesa NP EN1194 (IPQ/CEN, 2002b).

Quadro 4.5 – Classes de resistência da madeira de resinosas segundo EN338 (CEN, 2003)

Classe:		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
Resistência característica (MPa)										
- flexão		14	16	18	22	24	27	30	35	40
- tracção		8	10	11	13	14	16	18	21	24
	⊥	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
- compressão		16	17	18	20	21	22	23	25	26
	⊥	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7	6,0	6,3
- corte		1,7	1,8	2,0	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8
E _o (GPa)	médio	7	8	9	10	11	12	12	13	14
	característico	4,7	5,4	6,0	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4
Massa volumica	médio	350	370	380	410	420	450	460	480	500
	característico	290	310	320	340	350	370	380	400	420

Quadro 4.6 – Classes de resistência da madeira de folhosas segundo EN338 (CEN, 2003)

Classe:		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistência característica (Mpa):							
- flexão		30	35	40	50	60	70
- tração		18	21	24	30	36	42
	⊥	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
- compressão		23	25	26	29	32	34
	⊥	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
- corte		3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
E ₀ (GPa)	médio	10	10	11	14	17	20
	característico	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Massa volúmica	médio	640	670	700	780	840	1080
	característico	530	560	590	650	700	900

4.1.3.4 Fator de carga partilhada (distribuída), k_{sys}

De acordo com o EC5 (CEN, 2004a), é admitido um aumento das resistências de cálculo dos elementos de madeira por meio do fator de carga distribuída, k_{sys} , isto quando estes façam parte de sistemas estruturais formados por vários elementos iguais, uniformemente separados, e que se encontrem unidos transversalmente por uma estrutura secundária. No caso dos pavimentos podemos englobar nesta estrutura secundária os soalhos e os tarugos que, para além de os contraventar, permitem uma distribuição da carga para os elementos vizinhos. O incremento de resistência deve-se ao facto de estes trabalharem em conjunto e assim ocorre uma distribuição transversal da carga através da estrutura secundária que reduz as tensões na estrutura principal.

O valor que é admitido no EC5 para este fator é de 1,1, se não for realizada uma análise mais detalhada para elementos estruturais e sistemas de distribuição de carga. Segundo (Alvarez, et al., 2000), a verificação de resistência destes sistemas deve ser feita assumindo que as cargas são de curta duração, focando que um dos elementos que podem beneficiar deste acréscimo de resistência são os pavimentos de madeira com vão inferior a 6m e com distribuição de carga realizada através de tarugos e de soalho.

4.1.4 VERIFICAÇÕES NOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

4.1.4.1 Verificação à flexão simples

O vigeamento dos pavimentos de madeira está predominantemente sujeito à flexão. As características físicas e mecânicas da madeira e a sua elevada relação resistência à flexão/peso, confere a estes elementos um bom comportamento a este esforço.

Sempre que uma secção está sujeita a flexão, pode admitir-se que a distribuição de tensões é linear quando nenhuma fibra atinge a tensão limite de proporcionalidade. Quando este limite é ultrapassado, a distribuição de tensões obtida passa a ser não linear, introduzindo tensões de tração superiores às de compressão provocando um desvio do eixo neutro em relação ao centro geométrico (Ilharco, 2008).

Tendo em conta o referido anteriormente, temos para verificação do valor de cálculo à flexão:

$$\sigma_{md} = \frac{M_{sd}}{I} z \leq f_{md} \quad (4.7)$$

Em que, M_{sd} é o valor de cálculo do momento fletor, I é o momento de inércia segundo o eixo do momento; z é a distância na perpendicular desse eixo à fibra; f_{md} é o valor de cálculo da tensão resistente de flexão.

Segundo (Negrão, et al., 2009), quanto maior for o volume dum elemento de madeira, sujeito a um nível específico de tensão, maior é a sua probabilidade de rotura. Uma interpretação deste facto prende-se com a maior probabilidade de existência de um defeito oculto de grandes dimensões (com efeito redutor na resistência) na peça de maior dimensão. Ora, este efeito beneficia as pequenas secções e é considerado no EC5 através do parâmetro k_h , para o caso de vigas de madeira maciça de secção retangular com massa volúmica inferior a 700 kg/m³ e dimensão inferior a 150 mm, e dimensão inferior a 600mm para madeira lamelada colada, ou seja:

- Para madeira maciça:

$$k_h = \min \left\{ \frac{150^{0.2}}{h} \right. \quad \text{se } h(\text{mm}) < 150\text{mm} \quad (4.8)$$

- Para madeira lamelada colada:

$$k_h = \min \left\{ \frac{600^{0.1}}{h} \right. \quad \text{se } h(\text{mm}) < 600\text{mm} \quad (4.9)$$

A aplicação prática deste parâmetro no cálculo só é efetuada em relação às solicitações de flexão e tração perpendicular ao fio, desprezando o seu efeito de corte. Deste modo, para valor de cálculo da resistência à flexão da madeira deverá ser utilizada a seguinte expressão:

$$f_{md} = k_{sys} \cdot k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (4.10)$$

4.1.4.2 Verificação à flexão desviada

Segundo a metodologia do EC5, se uma secção estiver sujeita a flexão desviada terá de cumprir as seguintes relações:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.12)$$

Em que o fator k_m tem em conta a redistribuição dos esforços e possíveis defeitos da secção, tomando para secções retangulares o valor de 0,7 e de 1 para outras secções.

4.1.4.3 Verificação da instabilidade lateral-torsional ou Bambeamento

Como referido anteriormente, este fenómeno surge nos casos de vigamento comprido e pode ser reduzido com recurso à colocação de tarugos. Em (Alvarez, et al., 2000) este fenómeno é descrito da seguinte forma: numa viga de secção retangular simplesmente apoiada submetida a flexão constante M , provocada por dois momentos fletores aplicados nas suas extremidades, Figura 4.1, a sua parte superior encontra-se comprimida e a inferior tracionada. Quando o momento-fletor aplicado atinge um determinado valor M_{crit} a compressão da zona superior pode provocar um fenómeno de instabilidade denominado bambeamento que se manifesta em secções esbeltas fletidas no seu plano de inércia máxima, e que consiste na ocorrência de encurvadura no plano perpendicular ao do carregamento, Figura 4.2.

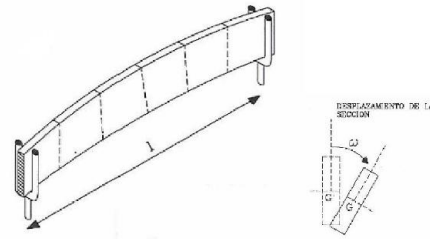
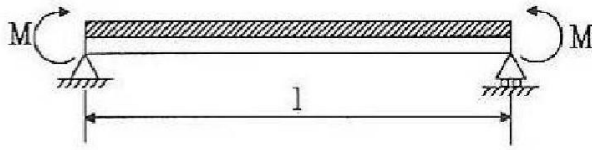


Figura 4.2 – Bambeamento (Alvarez, et al., 2000)

Figura 4.1 - Viga simplesmente apoiada submetida a flexão constante (Alvarez, et al., 2000)

Se o valor M for inferior a M_{crit} ocorre deformação da viga no plano vertical devido à flexão segundo o eixo perpendicular ao da viga. Caso contrário, se o M_{crit} for inferior ao valor M , a viga sofre também deslocamento horizontal por rotação, resultante da encurvadura da zona comprimida.

Para uma viga simplesmente apoiada sob a ação de um momento uniforme, o valor do momento crítico é dado pela seguinte expressão:

$$M_{crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{L} \quad (4.13)$$

Em que $E_{0,05}$ é o valor característico do módulo de elasticidade; $G_{0,05}$ é o valor característico do módulo de distorção; I_z é o momento de inércia segundo o eixo fraco; I_{tor} é o momento de inércia torsional; L é o comprimento do elemento.

A expressão anterior é válida para uma viga simplesmente apoiada com dois momentos aplicados. Se a viga sofrer outro tipo de carregamento, ou tiver diferentes condições de apoio, o valor do momento crítico é calculado substituindo o valor de L por L_{ef} que se calcula multiplicando L por β_v dado no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Fator β_v para diferentes combinações de apoio e carregamento (Alvarez, et al., 2000)

VIGA-CARGA	LEY DE MOMENTOS	β_v	VIGA-CARGA	LEY DE MOMENTOS	β_v
		1,00			0,25
		0,57			0,59
		0,43			0,39
		0,95			2,00
		$0,8/\alpha$ $\alpha = 1,35 - 1,4a(1-a)/l^2$			1,20
		0,96			1,70
		0,40			

A tensão crítica de bambeamento correspondente a M_{crit} , para uma viga de secção transversal retangular, é dado por:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi}{L_{ef}} \frac{b^2}{h} \sqrt{E_{0,05} G_{0,05}} \sqrt{\frac{1 - 0,63b/h}{1 - b^2/h^2}} \quad (4.14)$$

Em que b e h correspondem à largura e altura da secção transversal da viga, respetivamente.

Segundo (Negrão, et al., 2009), para a gama de dimensões habituais de secções retangulares de madeira e considerando $E_{0,05}/G_{0,05} = 16$, a expressão (4.14) pode ser reduzida de forma conservativa a:

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \frac{E_{0,05} b^2}{h L_{ef}} \quad (4.15)$$

A verificação deste fenómeno de instabilidade passa pelo cumprimento da seguinte condição:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (4.16)$$

Em que k_{crit} é um coeficiente que tem em conta a redução da resistência à flexão devido a este fenómeno e que apresenta os seguintes valores segundo o EC5 (CEN, 2004a):

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{para } \lambda_{el,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{el,m} & \text{para } 0,75 < \lambda_{el,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{el,m} & \text{para } 1,4 < \lambda_{el,m} \end{cases} \quad (4.17)$$

Em que $\lambda_{el,m}$ é a esbelteza relativa em flexão, dada pela seguinte expressão:

$$\lambda_{el,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (4.18)$$

Substituindo-se $\sigma_{m,crit}$ pela equação (4.15), verifica-se que $\lambda_{el,m}$ depende das propriedades da madeira, das dimensões da secção transversal da viga e do comprimento eficaz de bambeamento. De referir que se os deslocamentos transversais do bordo comprimido e a rotação dos apoios em torno do eixo longitudinal estiverem restringidos, o valor de k_{crit} pode ser considerado igual a 1, correspondendo à inexistência de bambeamento.

No caso dos pavimentos, como já foi referido, a utilização de tarugos e soalho reduz consideravelmente a ocorrência deste fenómeno.

4.1.4.4 Verificação ao corte

Nos pavimentos, o esforço de corte dá-se essencialmente junto dos apoios das vigas, surgindo normalmente sob a forma de tensões tangenciais de corte em que as fibras são cortadas transversalmente. Por outro lado, pelo facto de estarem submetidas simultaneamente à flexão e ao corte, desenvolvem-se ao longo das vigas tensões tangenciais de corte e de deslizamento, dando-se muitas vezes a rotura segundo o plano mais fraco, ou seja, por deslizamento, Figura 4.3 (Ilharco, 2008).

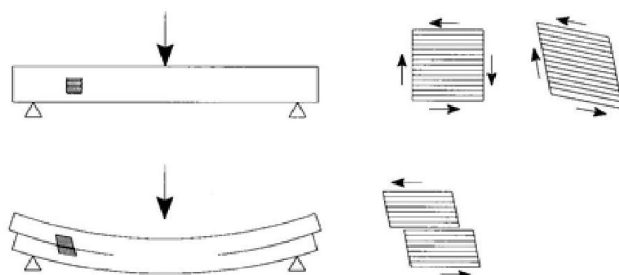


Figura 4.3 - Tensões tangenciais de corte e de deslizamento (Alvarez, et al., 2000)

A segurança verifica-se quando:

$$\tau_{sd} \leq f_{v,d} \quad (4.19)$$

Em que τ_{sd} é o valor de cálculo da tensão atuante de corte (ou tangencial) e $f_{v,d}$ é o valor de cálculo da tensão resistente de corte. Segundo a norma EN338 (CEN, 2003), os valores característicos da tensão resistente variam entre 1,8MPa e 6,0MPa. Se não existirem amostras de tamanho estrutural para ensaiar, os valores característicos da resistência ao corte podem ser obtidos a partir dos valores característicos da resistência à flexão, de acordo com a norma EN384:

$$f_{v,k} = \min \left\{ \begin{matrix} 3,8 \\ 0,2(f_{m,k})^{0,8} \end{matrix} \right. \quad (4.20)$$

Com $f_{v,k}$ e $f_{m,k}$ em (N/mm²). No cálculo da tensão de corte (ou tangencial) máxima considera-se a expressão da resistência dos materiais para materiais homogêneos e isotrópicos que, no caso de uma secção retangular de dimensões b x h, é dada por:

$$\tau_{sd} = 1,5 \frac{V_{sd}}{b \times h} \quad (4.21)$$

Em que V_{sd} é o valor de cálculo para o esforço transversal atuante. No caso de existirem cargas pontuais situadas a uma distância igual ou inferior a $2h$ do eixo do apoio, o valor de V_{sd} vem reduzido na expressão (4.22).

$$V_{sd,r} = V_{sd} \frac{d}{2h} \quad (4.22)$$

Em que $V_{sd,r}$ é o valor reduzido do esforço transversal e d é a distância da carga pontual ao eixo do apoio. Segundo (Alvarez, et al., 2000), para as dimensões correntes de vigas, o corte não é normalmente condicionante, com a exceção de peças de secção variável, de vigas curtas com cargas pontuais elevadas, ou de vigas com entalhes nas extremidades.

Segundo (Negrão, et al., 2009), a Emenda EN1995-1-1:2007/A1, estabelece que, no caso de peças à flexão, deve ser considerada uma largura reduzida da secção, para levar em conta o efeito das fendas. Nos termos da mesma proposta, esta largura é dada por:

$$b_{ef} = k_{cr} b \quad (4.23)$$

Com

$$k_{cr} = 0,67 \text{ para madeira maciça}$$

$$k_{cr} = 0,67 \text{ para madeira lamelada colada}$$

$$k_{cr} = 1,00 \text{ para outros derivados da madeira}$$

Este procedimento corresponde a afetar a resistência ao corte, dada por (4.19), de um fator redutor k_{cr} .

4.1.4.5 Verificação à compressão perpendicular ao fio

Este tipo de esforço dá-se normalmente nas zonas de apoio das vigas, isto relativamente a pavimentos, uma vez que é nesta zona que se concentra um grande volume de carga em pequenas superfícies, sendo que estas devem ser capazes de transmitir a reação sem sofrer deformações importantes ou rotura (Alvarez, et al., 2000).

A resistência à compressão da madeira é afetada da mesma forma que as outras características resistentes da madeira, sendo que, o teor em água afeta particularmente esta. O mesmo sucede com a duração das ações. Quer isto dizer que a resistência diminui com o aumento destes parâmetros. O EC5 preconiza este aspeto afetando o valor de cálculo pelo coeficiente corretivo k_{mod} .

A verificação é feita então da seguinte forma, sendo que, como referido anteriormente, a zona crítica se localiza normalmente na zona dos apoios:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (4.24)$$

Sendo $\sigma_{c,90,d}$ o valor de cálculo da tensão atuante de compressão perpendicular ao fio na zona de contacto e $f_{c,90,d}$ o valor de cálculo da tensão resistente de compressão perpendicular ao fio do elemento determinado de acordo com a expressão (4.25).

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} \quad (4.25)$$

Onde, k_{mod} , k_{sys} , γ_M foram definidos no ponto 4.1.3.

$k_{c,90}$ é um coeficiente de majoração que tem em conta a distribuição da carga, a possibilidade de deslizamento e o nível de deformação por compressão. Geralmente, o valor de $k_{c,90}$ é tomado igual a 1,0. No entanto, em alguns casos referidos pelo EC5 pode ser superior, sendo que o valor máximo que é possível adotar é 4,0.

No caso dos apoios extremos das vigas, e sempre que a distância da extremidade do suporte à extremidade da viga (a) for inferior ou igual a ($h/3$), temos a seguinte expressão para o cálculo deste parâmetro:

$$k_{c,90} = (2,38 - \frac{l}{250})(1 + \frac{h}{12l}) \quad (4.26)$$

Por sua vez, no caso de apoios intermédios temos:

$$k_{c,90} = (2,38 - \frac{l}{250})(1 + \frac{h}{6l}) \quad (4.27)$$

Em que l é comprimento de contacto do apoio, Figura 4.4.

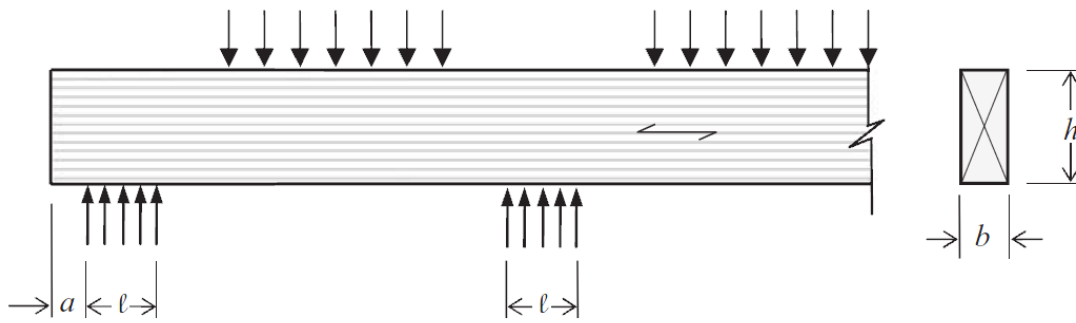


Figura 4.4 - Apoios da viga (CEN, 2004a)

Segundo (Ilharco, 2008), no que diz respeito ao cálculo da área de apoio das extremidades das vigas, embora a rotação produza uma concentração de tensões no bordo interno do apoio, admite-se uma tensão uniforme.

4.1.4.6 Verificação à torção

O esforço de torção não é muito comum nas estruturas de madeira e por sua vez a resistência da madeira a este tipo de esforço é modesta, uma vez que a ausência de cintagem sobre as fibras longitudinais resulta do seu desfibrilhamento quando torcidas (Negrão, et al., 2009). Segundo o EC5 a verificação efetua-se através da seguinte condição:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \times f_{v,d} \quad (4.28)$$

Em que $\tau_{tor,d}$ é o valor de cálculo da tensão resistente de torção e k_{shape} é um coeficiente que depende da seção transversal do elemento:

$$k_{shape} = \begin{cases} 1,2 & \text{Para seções transversais circulares} \\ \min \left\{ 1 + 0,15 \frac{h}{b}, 2,0 \right\} & \text{Para seções transversais retangulares (h é a maior e b é a menor dimensão da secção transversal)} \end{cases} \quad (4.29)$$

Tal como nas situações anteriores, também para este tipo de solicitação são válidas as expressões habituais da Resistência dos Materiais para materiais homogêneos e isotrópicos:

Secções circulares:

$$\tau_{tor,d} = \frac{2 \cdot M_t}{\pi \cdot r^3} \quad (4.30)$$

Secções retangulares:

$$\tau_{tor,d} = \frac{M_t}{\alpha \cdot h \cdot b^2} \quad (4.31)$$

Em que M_t é o valor do momento torsor, r é o raio da seção transversal da viga, h e b a maior e a menor dimensão da seção transversal da viga e α um coeficiente que tem em conta a relação entre h e b , Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Coeficiente α (Porteous, et al., 2007))

h/b	1,00	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	4,00	6,00	8,00	10,00	∞
α	0,208	0,231	0,239	0,246	0,258	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333

Em casos onde se verifique a existência de tensões de torção e tensões de corte em simultâneo, (Ilharco, 2008) faz referência à utilização do critério de Mohler-Hemmer devido à inexistência deste caso no EC5 através da expressão (4.32).

$$\frac{\tau_{tor,d}}{f_{tor,d}} + \left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.32)$$

Em que $\tau_{v,d}$ é o valor de cálculo da tensão de corte e $f_{tor,d}$ é o valor de cálculo da tensão resistente à torção. Sendo que $f_{tor,d}$ é superior a $f_{v,d}$, aplica-se, pelo lado da segurança, a simplificação de o considerar igual a $f_{v,d}$ (Alvarez, et al., 2000).

4.1.5 VERIFICAÇÕES NOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

Os principais critérios que balizam os estados limites de utilização numa edificação podem ser:

- Um grau de conforto aceitável para os utilizadores;
- A garantia de funcionalidade da edificação e das suas instalações;
- Um visual agradável da edificação.

Estes critérios são de natureza bastante diferente quando comparados com critérios clássicos de segurança de uma estrutura. Alguns estados limites de utilização podem ser reversíveis, como problemas relacionados com vibrações excessivas e a própria aparência da edificação.

Para facilitar os projetos das estruturas de madeira, o EC5 limita valores de deformações e vibrações para os pisos, como será mencionado nos pontos seguintes.

4.1.5.1 Verificação da deformação

Um aspeto muito importante para a avaliação do estado limite de deformação é o comportamento da madeira maciça e seus derivados ao longo do tempo. A estrutura responde instantaneamente com a deformação u_{inst} perante a aplicação de uma carga e esta deformação irá aumentar ao longo do tempo, se as condições ambientais e de duração das ações assim o proporcionarem. Por esta razão, os critérios de utilização relacionados com a deformação limitam frequentemente as dimensões dos elementos de madeira.

A aplicação do conceito de estados limites de serviço (ELS) às estruturas de madeira, leva à introdução de um fator k_{def} , com o objetivo de fazer face aos problemas relacionados com a duração das ações, a fluência e as classes de serviço da madeira. O Quadro 4.9 apresenta os valores de k_{def} segundo o EC5.

Quadro 4.9 - Valores de k_{def} (CEN, 2004a)

Classe de duração das ações	Classes de serviço		
	1	2	3
Permanente	0,6	0,8	2,0
Longa duração	0,5	0,5	1,5
Média duração	0,25	0,25	0,75
Curta duração	0,0	0,0	0,3

Como é sabido, a deformação da madeira depende muito das condições ambientais, sendo o fator mais importante a variação do teor em água do material, significando que a deformação a longo prazo é maior para madeira situada no exterior, com rápidas e frequentes flutuações de humidade relativa, do que em madeira situada no interior, em que o clima é controlado.

No caso dos pavimentos, na maioria dos casos correspondentes a classes de serviço 1, a situação não será tão grave como em estruturas exteriores, no entanto entradas de água para o interior podem provocar alterações significativas nas deformações destes (Ilharco, 2008).

Interessa, portanto, controlar este fenómeno tendo em conta o fenómeno de fluência. O dimensionamento segundo o EC5 faz uma divisão entre as deformações provocadas por ações permanentes e por ações variáveis. Para a avaliação das deformações calcula-se então a deformação instantânea, que se afeta depois do coeficiente k_{def} , tendo assim em conta a fluência nos carregamentos. Com isto a deformação final é dada como:

$$u_{fin} = u_{inst}(1 + k_{def}) \quad (4.33)$$

Segundo (Alvarez, et al., 2000), no caso de madeira maciça colocada em obra com teor em água superior ao ponto de saturação, ou seja, que vai sofrer secagem em serviço, deve ser acrescentado 1,0 a estes valores de k_{def} .

Para o cálculo das deformações instantâneas para as ações permanentes e variáveis são aplicadas as equações da resistência dos materiais:

- Para uma viga simplesmente apoiada submetida a uma carga pontual (F)

$$u_{inst} = f = \frac{F \times L^3}{48EI} \left[1 + \frac{6}{5} \times \frac{E}{G} \times \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \quad (4.34)$$

- Para uma viga simplesmente apoiada submetida a uma carga uniformemente distribuída (q):

$$u_{inst} = f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{EI} \left[1 + \frac{24}{25} \times \frac{E}{G} \times \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] \quad (4.35)$$

O módulo de elasticidade da madeira na direção paralela ao fio adota valores diferentes conforme se trate de solicitações de compressão, ou tração. No entanto, é prática comum utilizar neste caso o valor aparente do módulo de elasticidade em flexão, o que resulta num valor intermédio entre o de tração e o de compressão (Alvarez, et al., 2000).

É importante referir em relação à deformação instantânea que a parcela de deformação devido ao esforço transversal (u_v) é baixa relativamente à parcela devida ao momento-fletor (u_m), como é expresso na equação (4.36). Segundo (Ilharco, 2008), o quociente entre os dois tipos de deformação pode ser mesmo da ordem de 5% para relações entre vãos e a respetiva secção de (L/h) igual a 20. O mesmo autor refere que nos edifícios do Porto onde é usual encontrar vãos de 5m e seções de altura ($L/h=25$) a contribuição do esforço transversal pode ser mesmo da ordem dos 2% e portanto facilmente desprezável.

$$\frac{u_v}{u_m} = 0,96 \times \frac{E}{G} \times \left(\frac{h}{L} \right)^2 \quad (4.36)$$

Após o cálculo das deformações, interessa saber quais os limites admissíveis. As principais razões da limitação das deformações prendem-se com:

- Questões de uso e aspeto, de forma a evitar ondulações do pavimento;
- Questões funcionais, evitando danos em elementos não estruturais como paredes divisórias (por exemplo de tabique);
- Questões de equipamento, como por exemplo as canalizações, evitando o seu mau funcionamento.

Segundo o EC5, deve ser feita a distinção entre ações permanentes e variáveis sendo a deformação final determinada da seguinte forma para elementos com o mesmo comportamento à fluência e considerando que existe uma relação linear entre as ações e as correspondentes deformações:

- Para cargas permanentes, G , num elemento ou ligação:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad (4.37)$$

- Para cargas variáveis, sobrecargas $Q1$:

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad (4.38)$$

iii. Para outras cargas variáveis, secundárias:

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i}(\psi_{0,1} + \psi_{2,i}k_{def}) \quad (4.39)$$

Em que $\psi_{2,1}$ e $\psi_{2,i}$ são os coeficientes para os valores das ações quase permanentes, $\psi_{0,1}$ o coeficiente para a combinação de valores das ações variáveis e o coeficiente k_{def} de fluência já referido anteriormente. Por fim temos a deformação final dada por:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} \quad (4.40)$$

Os limites admissíveis são os descritos no quadro seguinte.

Quadro 4.10 - Valores limite para deformações

	Condição de uso	
	Simplesmente apoiada	Consola
u_{inst}	L/300 a L/500	L/150 a L/300
$u_{net,fin}$	L/250 a L/300	L/125 a L/175
u_{fin}	L/150 a L/300	L/75 a L/150

As flechas numa dada combinação de ações são divididas em diferentes componentes tal como é descrito na Figura 4.5.

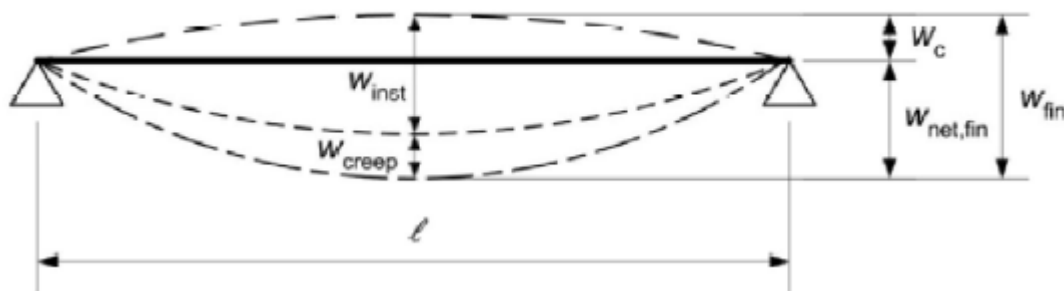


Figura 4.5 - Componentes da flecha de uma barra simplesmente apoiada

Em que w_c é a contra flecha, w_{inst} a flecha instantânea, w_{creep} a flecha devido à fluência, w_{fin} a flecha final, $w_{net,fin}$ a flecha aparente dada pela expressão seguinte voltando à nomenclatura apresentada anteriormente:

$$u_{net} = u_{inst} + u_{creep} - u_c = u_{fin} - u_c \quad (4.41)$$

Segundo o EC5, são definidos dois critérios para limitação das deformações de acordo com o quadro apresentado anteriormente:

- O primeiro serve para limitar as deformações que podem produzir danos em elementos não estruturais e é verificado através da limitação das deformações instantâneas (u_{inst}) devido a cargas variáveis;
- O segundo limita a deformação devido à carga total ($u_{net,fin}$ e u_{fin}), sendo este importante para cumprir requisitos de funcionalidade e de aspeto visual; Este é mais flexível que o anterior uma vez que este critério é baseado numa combinação de carga mais severa.

4.1.5.2 Verificação da vibração

Geralmente as vibrações nas estruturas contribuem para a diminuição da respetiva vida útil. Todavia, a maior preocupação associada às vibrações está relacionada com o desconforto que este efeito pode ter nos utilizadores da estrutura. De entre muitas ações dinâmicas, as atividades humanas bem como o trabalho de máquinas, constituem as duas fontes internas principais para as vibrações nos pisos de madeira.

O EC5-1-1 na secção 7.3 procura limitar as vibrações originadas por atividade humana normal (passos) em pavimentos, as quais são passíveis de causar desconforto e uma sensação de insegurança aos ocupantes, especialmente quando não conscientes da fonte de excitação. Não são cobertos por aquelas disposições os casos de vibração resultante de excitação sincronizada, como a que ocorre em ginásios ou em salas de dança.

As regras expressas nesta seção aplicam-se a pavimentos com frequência fundamental superior a 8Hz. Para valores inferiores e condições de carga normais aumenta o risco de ressonância, devendo ser o estudo mais rigoroso.

Nos termos da cláusula 7.3.3(2) do EC5-1-1, a verificação do estado limite de vibração é expressa pelas seguintes condições:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (mm/kN) \quad (4.42)$$

$$v \leq b(f^{1.75} - 1) \quad (m/Ns^2) \quad (4.43)$$

Em que w é a deformação instantânea vertical máxima causada por uma força concentrada vertical $F=1kN$ colocada em qualquer ponto do pavimento, levando em conta a distribuição de carga. No caso mais frequente, F e w serão aplicados e medidos, respetivamente, no centro do painel. Para a determinação de w a meio vão pode-se utilizar a seguinte equação:

$$w = \frac{FL^3}{48(EI)_L} \quad (4.44)$$

Em que $(EI)_L$ é o fator de rigidez para flexão segundo o vão principal e por unidade de largura do pavimento. Segundo (TRADA, 1998) este valor pode ser calculado multiplicando por um fator de 1,2 a rigidez das vigas, que simboliza o aumento de rigidez conferido pelo soalho.

O mesmo autor faz referência à introdução de um fator que tem em conta a distribuição de carga entre diversos membros de um pavimento quando submetidos a cargas concentradas. Este fator α é igual a 0,5 considerando-se portando que apenas 50% da carga é absorvida pela viga carregada sendo os outros 50% absorvidos pelas outras vigas. Se, para além disso, se considerar a parcela de esforço transversal vem:

$$w = \frac{F\alpha L}{(EI)_L} \left[\frac{L^2}{48} + \frac{2h^2}{5} \right] \quad (4.45)$$

Por outro lado, v é a velocidade de resposta a um impulso unitário, isto é o valor inicial máximo da velocidade de vibração do pavimento (em m/s) devido a um impulso unitário (1 Ns) aplicado no ponto do pavimento que origina a resposta máxima, geralmente no centro do painel. Podem ser desprezados os modos de frequência superiores a 40Hz; ζ é o coeficiente de amortecimento modal para o qual é proposto o valor de 1% ou 0,01; Os coeficientes a e b , presentes nas expressões (4.42) e (4.43) podem obter-se a partir da curva na Figura 4.6.

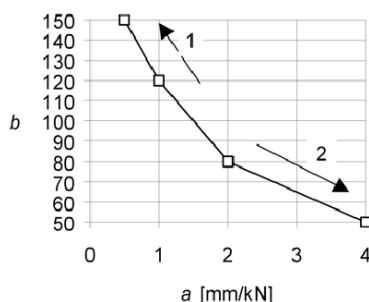


Figura 4.6 - Pares de valores a e b recomendados

Os valores de a e b que estejam contidos no lado esquerdo (1) da curva correspondem a critérios de verificação de segurança mais rigorosos, ou seja, conduzem a um melhor desempenho da estrutura. O lado direito (2) da curva corresponde a valores de a e b que levam a um dimensionamento que conduz a um pior desempenho.

Para efeitos de cálculo, o pavimento deve ser solicitado pelo seu peso próprio e pela força concentrada (análise estática) ou impulso unitário (análise dinâmica). Neste trabalho os pavimentos serão tratados como sendo retangulares e simplesmente apoiados no seu contorno de forma a simplificar o processo de verificação. Nestas situações arbitram-se as dimensões em planta L e B , sendo L o vão principal, isto é o vão menor e que consequentemente contém elementos mais rígidos.

Segundo as disposições do EC5 é possível introduzir algumas simplificações de modo a evitar o cálculo dinâmico real. Assim sendo a frequência fundamental, segundo o EC5, pode ser estimada da seguinte forma:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (4.46)$$

Em que m é a massa por unidade de área do pavimento que inclui os elementos permanentes e, $(EI)_L$ o fator de rigidez para flexão segundo o vão principal e por unidade de largura do pavimento já referenciado anteriormente.

O valor v ($m/(N.s^2)$), para um pavimento com as características descritas, pode ser aproximadamente calculado por:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mBL + 200} \quad (4.47)$$

Em que o parâmetro n_{40} é o número de modos de vibração com frequência inferior a 40Hz, cujos contributos são considerados relevantes. mBL representa a massa total do pavimento e o quociente $4/200$ corresponde a uma massa adicional de 50 kg, não contabilizada para o cálculo dos modos de vibração, mas sim no da velocidade, correspondendo à massa parcial do corpo do utente perturbado pela oscilação (Negrao, et al., 2009).

O parâmetro n_{40} pode ser estimado pela expressão:

$$n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \left(\frac{B}{L} \right)^4 \frac{(EI)_L}{(EI)_B} \right\}^{0,25} \quad (4.48)$$

Em que $(EI)_B$ é a rigidez da placa equivalente ao pavimento na direção perpendicular às vigas e devendo a relação $(EI)_B < (EI)_L$ ser verificada. Para $(EI)_B$ é considerado normalmente apenas o soalho como elemento com rigidez na direção referida.

4.2 VERIFICAÇÃO DE COBERTURAS SEGUNDO O EC5

4.2.1 INTRODUÇÃO

Como referido no capítulo anterior, as coberturas de madeira obedecem da mesma forma a muitos dos pontos referidos para pavimentos, uma vez que o material em questão é o mesmo. Pretende-se neste capítulo expor algumas particularidades associadas a coberturas.

As asnas tradicionais de madeira estão sujeitas essencialmente a tensões normais decorrentes dos esforços axiais e momentos fletores provocados pelo peso próprio da asna e pelas ações assimétricas (como são exemplo as ações da neve e do sismo). Os elementos que normalmente estão mais carregados são as pernas apresentando tensões normais e de corte e flexão em alguns casos, estando a linha por norma sujeita a esforços axiais de tração associados a flexão, devido ao seu peso próprio. O pendural e as escoras apresentam apenas esforços axiais de tração e compressão, respetivamente (Branco, 2009).

Numa estrutura plana, como as tradicionais coberturas de madeira, submetidas a cargas concentradas nos nós, sem flexão nos seus membros, a distribuição de esforços depende diretamente da sua geometria. No entanto, este comportamento pode ser facilmente modificado se o modelo estático for alterado. (Branco, 2009) refere que após vários levantamentos de coberturas existentes, observou uma grande variabilidade no sistema estrutural das asnas tradicionais de madeira, e nem todas elas obedeciam a recomendações desenvolvidas ao longo de séculos pelos mestres carpinteiros.

O mesmo autor expõe pontos importantes no dimensionamento de coberturas:

- i) A aplicação de cargas concentradas excêntricas aos nós, por exemplo resultantes do posicionamento incorreto das madres, pode comprometer a segurança global da estrutura;
- ii) A excentricidade dos apoios, relativamente ao nó linha-perna deve ser minimizada. Recomenda-se que a reação de apoio passe pela interceção entre as linhas médias da linha e da perna;
- iii) A linha deve estar suspensa pelos pendurais. Deve-se usar uma braçadeira metálica, pregada ou aparafusada ao pendural, suspendendo a linha, sem a introdução de qualquer flexão, mas impedindo o deslocamento para fora do plano;
- iv) Quando se utilizam ligações rígidas entre os pendurais e a linha, a frequência natural e modos de vibração característicos da estrutura vêm significativamente alterados;
- v) No caso de ações não-simétricas, como é exemplo, a neve, o vento e o sismo, a influência da rigidez das ligações é importante;
- vi) O desempenho da ligação perna-linha é crucial, não só pelas elevadas tensões que aí se concentram, mas também porque representam pontos com elevado risco de ataque biológico;
- vii) Os apoios devem ser capazes de resistir a ações horizontais. As forças de atrito são insuficientes para garantir a segurança perante o sismo.

Apesar da importância das observações e recomendações enumeradas, a chave para um adequado comportamento estrutural das asnas está na seleção de uma configuração adequada.

4.2.2 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DOS NÓS

Normalmente as asnas de madeira são modeladas considerando articulações perfeitas nos topos de cada elemento. As ligações correntes apresentam significativa rigidez, sendo que esta está diretamente dependente dos aparelhos metálicos adotados nas conexões de madeira (Branco, 2009).

4.2.3 VERIFICAÇÃO DAS ASNAS DE MADEIRA

A forma geométrica das asnas implica que estas estão sujeitas apenas a esforços axiais (compressão e tração) e flexão (devido ao seu peso próprio ou incorreta aplicação das cargas).

O método geral de análise de asnas de madeira do EC5 parte 1-1 impõe as seguintes condições:

- i) As asnas devem ser analisadas como estruturas reticuladas, em que a deformação dos elementos e das ligações, e a influência das excentricidades dos apoios e da rigidez da estrutura de suporte, devem ser tidas em conta na determinação dos esforços nos elementos;

- ii) Caso os eixos dos elementos não coincidam com a linha que une os centros de gravidade, deve ter-se em conta a influência da excentricidade na verificação da segurança dos elementos aos estados limites últimos;
- iii). Devem ser considerados os valores apropriados da rigidez dos elementos definidos no capítulo 3 do EC-5 parte 1-1, e o deslizamento nas ligações definido em 4.2 ou no anexo D do EC5, parte 1-1;
- iv) Caso se efetue uma análise não-linear, a rigidez do elemento deverá ser dividida pelo coeficiente parcial γ_M (quadro 2.3.3.2. do EC-5 Parte 1-1);
- v) As ligações podem ser consideradas como rotuladas;
- vi) O deslizamento lateral nas ligações pode ser desprezado na verificação aos estados limites últimos a não ser que influencie significativamente a distribuição dos esforços nos elementos;
- vii) As ligações podem ser consideradas como rígidas relativamente à rotação, caso a deformação não influencie significativamente a distribuição dos esforços nos elementos.

As verificações que devem ser tidas em conta na análise de asnas de madeira são enunciadas de seguida.

4.2.3.1 Tração paralela ao fio

Para avaliar a resistência à tração paralela ao fio deve-se verificar a seguinte condição:

$$\sigma_{t,0,d} \leq k_h f_{t,0,d} \quad (4.49)$$

Em que $\sigma_{t,0,d}$ é a tensão de tração paralela às fibras, k_h foi definido no ponto 4.1.4.1 e $f_{t,0,d}$ é a tensão resistente da madeira paralela às fibras determinada conservadoramente pela expressão (4.6).

4.2.3.2 Compressão paralela ao fio

Para elementos onde não se verifica encurvadura aplica-se a seguinte equação:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (4.50)$$

Em que $\sigma_{c,0,d}$ é tensão de compressão paralela às fibras e $f_{c,0,d}$ é a tensão resistente da madeira paralela às fibras e determinada conservadoramente pela expressão (4.6).

4.2.3.3 Flexão simples

Este ponto é descrito em 4.1.4.1. no presente trabalho.

4.2.3.4 Flexão composta com tração

A linha da asna encontra-se sujeita a esta combinação de esforços pelo que é necessário fazer a verificação da sua segurança.

As condições seguintes têm que ser satisfeitas:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.51)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.52)$$

Em que k_m é dado como no ponto referente a flexão desviada (4.1.4.2). Os restantes parâmetros já foram mencionados no presente trabalho.

4.2.3.5 Flexão composta com compressão

As pernas das asnas sofrem maioritariamente esforços de compressão, no entanto podem também estar sujeitas a esforços de flexão. As equações seguintes devem então ser respeitadas:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.53)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.54)$$

Outro aspeto a ter em conta quando há esforços de compressão é o risco de encurvadura.

O EC5 refere que se a esbelteza relativa numa direção for superior a 0,3 é necessário verificar as condições a seguir enunciadas:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_{c,y}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.55)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_{c,z}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.56)$$

Em que $k_{c,z}$ é o coeficiente de encurvadura no plano xOy (transversal) e é dado por:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (4.57)$$

Onde os parâmetros k_y e k_z são dados por:

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (4.58)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad (4.59)$$

Com $\beta_c=0,2$ para madeira maciça e 0,1 para madeira lamelada colada.

A esbelteza relativa é dada por:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.60)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.61)$$

As elbeltezas λ_y e λ_z são determinadas da seguinte forma:

$$\lambda_y = \frac{L_{v,y}}{i_y} \quad (4.62)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{v,z}}{i_z} \quad (4.63)$$

Em que $L_{v,y}$ e $L_{v,z}$ são os comprimentos de encurvadura para flexão em torno dos eixos y e z (correspondendo a deformação nos planos xz e xy, respetivamente) e i_y e i_z são os raios de giração relativos daqueles eixos.

4.2.3.6 Verificação da segurança das ligações das asnas

A ligação Linha-Perna é a ligação que apresenta maior risco de rotura. Assim sendo, serão apresentados os critérios de verificação de segurança para esta ligação.

A Figura 4.7 ilustra a geometria da ligação Linha-Perna bem como os esforços presentes na mesma.

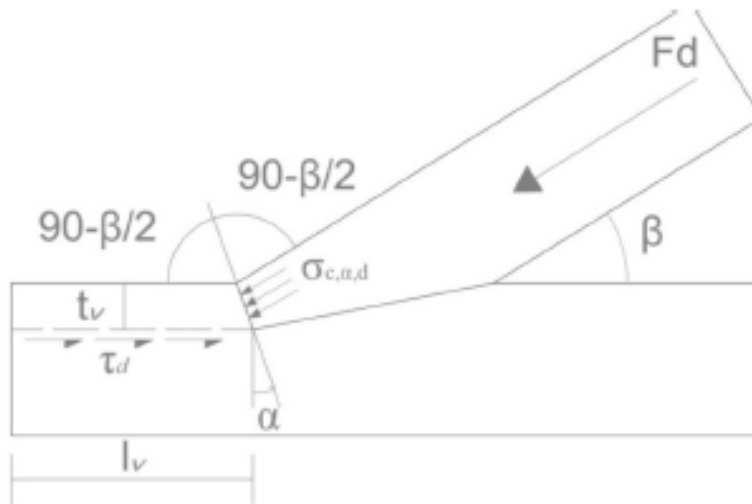


Figura 4.7 - Pormenor da ligação Linha-Perna

A verificação ao esmagamento da ligação é efetuada com recurso à seguinte equação da tensão de compressão:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.64)$$

Em que $\sigma_{c,\alpha,d}$ é dado por:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = F_d \cdot \frac{\cos^2 \left(\frac{\beta}{2} \right)}{b_{ef} \cdot t_v} \quad (4.65)$$

A verificação ao corte paralelo ao fio é feita através da expressão seguinte:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} \quad (4.66)$$

Em que $\tau_{v,d}$ é dado por:

$$\tau_{v,d} = F_d \cdot \frac{\cos^2\left(\frac{\beta}{2}\right)}{b_{ef} \cdot l_v} \quad (4.67)$$

4.3 VERIFICAÇÃO AO FOGO

A verificação relativa à ação do fogo permite avaliar a segurança das estruturas afetadas por um incêndio e controlar em projeto o tempo de resistência dos elementos estruturais de uma edificação. Com isto temos vantagens evidentes como:

- permitir que as vítimas de um incêndio sejam retiradas em segurança;
- aumentar a segurança das equipas de combate ao incêndio;
- permitir a extinção do incêndio antes da desintegração total do edifício, prejudicando os edifícios vizinhos.

O EC5, Parte 1-2, é direcionado à verificação ao fogo e tem como pressuposto o seguinte: Os edifícios deverão ser dimensionados e construídos de forma a acautelar as seguintes condições de incêndio:

- A estabilidade da estrutura é mantida durante um certo período de tempo;
- A ignição e o desenvolvimento do fogo e a geração de fumo é limitada;
- A comunicação do fogo às construções vizinhas é limitada;
- Os ocupantes podem abandonar o edifício ou serem salvos por outros meios;
- A segurança das equipas de salvamento é tida em consideração.

No EC5, Parte 1-2 são apresentados dois métodos simplificados e um método avançado. Os métodos simplificados são os utilizados geralmente em projeto, enquanto o método avançado, devido à sua maior complexidade é destinado a casos particulares em que o nível de complexidade do estudo de caso assim o exija ou em casos não contemplados pelos métodos simplificados. Apenas os primeiros serão abordados uma vez que serão os métodos utilizados neste trabalho.

As propriedades mecânicas dos materiais a utilizar no cálculo deverão ser obtidas a partir da seguinte expressão retirada do EC5, Parte 1-2 (CEN, 2004b):

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (4.68)$$

$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{E_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (4.69)$$

Em que, $f_{d,fi}$ é a resistência de cálculo da madeira sob a ação do fogo; $E_{d,fi}$ é o módulo de elasticidade de cálculo da madeira; $k_{mod,fi}$ é o fator de correção para a situação de incêndio que tem em conta os efeitos da temperatura e do teor de água nos parâmetros da resistência e rigidez (os valores deste coeficiente são definidos de acordo com o método de cálculo selecionado); f_{20} é o percentil de 20% da resistência de cálculo da madeira e $\gamma_{M,fi}$ é o coeficiente parcial de segurança para madeiras sob a ação do fogo, sendo este coeficiente considerado normalmente igual à unidade. Os valores de f_{20} e E_{20} são determinados a partir das expressões que se seguem:

$$f_{20} = k_{fi} f_k \quad (4.70)$$

$$E_{20} = k_{fi} E_{0,05} \quad (4.71)$$

Em que k_{fi} deve ser retirado do Quadro 4.11.

Quadro 4.11 - Valores de k_{fi} (adaptado de (CEN, 2004b))

	k_{fi}
Solid timber	1,25
Glued-laminated timber	1,15
Wood-based panels	1,15
LVL	1,1
Connections with side members of wood and wood-based panels	1,15
Connections with side members of steel	1,05

Relativamente às ações a considerar, o EC5 assume a seguinte condição a verificar durante o tempo relevante:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (4.72)$$

Em que, $R_{d,fi}$ é a resistência de cálculo ao fogo e $E_{d,fi}$ o efeito para combinação de ação variável de base fogo, incluindo efeitos de dilatações e deformações, sendo que o EC5 propõe uma simplificação para este efeito que se resume na seguinte equação:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (4.73)$$

Em que, E_d é o efeito para a combinação fundamental à temperatura normal e η_{fi} o fator de redução que converte o efeito obtido para uma ação variável de base sobrecarga no efeito a considerar em situação de fogo.

Este coeficiente é a relação entre as cargas aplicadas:

$$\text{Em geral } \eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (4.74)$$

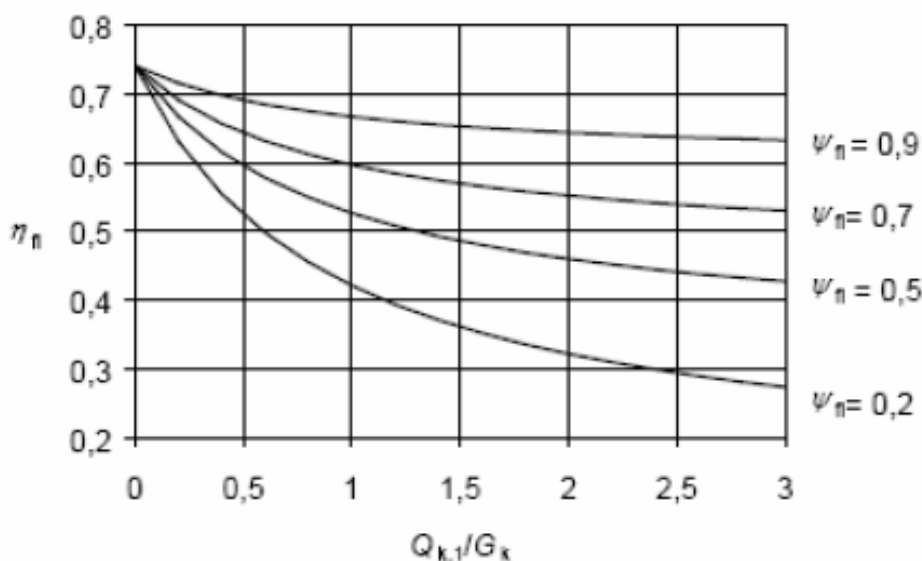


Figura 4.8 - Fator de redução versus rácio $Q_{k,1}/G_k$ de acordo com a expressão (4.74) (adaptado de (CEN, 2004b))

Por simplificação, é recomendado que η_{fi} assumo o valor de 0,6 exceto quando existam áreas suscetíveis de acumulações de mercadorias (incluindo acessos), caso em que se recomenda $\eta_{fi} = 0,7$.

Os métodos simplificados procedem à verificação da resistência ao fogo através da redução da secção de madeira e comparando a capacidade resistente desta secção com as ações de cálculo para a situação de incêndio. O cálculo da secção remanescente não consumida pelo incêndio é feito retirando à secção transversal a profundidade de madeira carbonizada. Esta redução é baseada no conceito de taxa de carbonização, que permite determinar a profundidade de madeira consumida pelo fogo, e consequentemente, a secção residual efetiva com capacidade resistente praticamente intacta. As taxas de carbonização, são constantes no tempo e variam entre 0,5 e 1,0 mm/minuto, dependendo do tipo de madeira ou seu derivado.

O EC5 define duas profundidades de carbonização: unidimensional ($d_{char,0}$) e nominal ($d_{char,n}$), Figura 4.9.

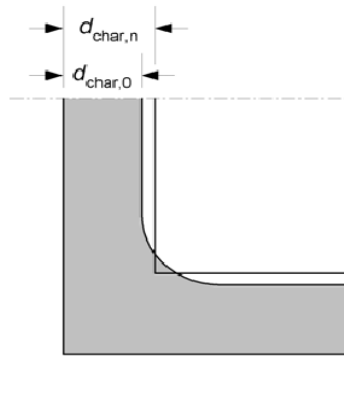


Figura 4.9 – Taxa de carbonização unidimensional e nominal (CEN, 2004b)

A profundidade de carbonização unidimensional, $d_{char,0}$, pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$d_{char,0} = \beta_0 t \quad (4.75)$$

Em que β_0 representa a taxa de carbonização unidimensional e t o tempo de duração da carbonização. A utilização da taxa de carbonização unidimensional implica que deve ser considerada a maior degradação da madeira nos cantos das seções, aproximando-se assim a forma da seção residual da forma real das seções após incêndio. Isto pode ser realizado admitindo que a forma da seção residual nos cantos é circular com um raio igual ao da profundidade de carbonização. A utilização da profundidade de carbonização unidimensional pressupõe que a seção possua uma dimensão mínima. Em alternativa, pode-se considerar que a seção se mantém com forma igual à inicial utilizando-se neste caso uma profundidade de carbonização nominal $d_{char,n}$, superior à unidimensional, que tem em consideração o efeito de arredondamento dos cantos. A profundidade de carbonização nominal pode ser obtida a partir da taxa de carbonização nominal β_n e é dada por:

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (4.76)$$

Os valores de β_0 e β_n são dados no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Valores da taxa de carbonização unidimensional e nominal (adaptado de (CEN, 2004b))

	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Softwood and beech Glued laminated timber with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ Solid timber with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,65	0,7 0,8
b) Hardwood Solid or glued laminated hardwood with a characteristic density of 290 kg/m^3 Solid or glued laminated hardwood with a characteristic density of $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,50	0,7 0,55
c) LVL with a characteristic density of $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Panels Wood panelling Plywood Wood-based panels other than plywood	0,9 ^a 1,0 ^a 0,9 ^a	– – –
^a The values apply to a characteristic density of 450 kg/m^3 and a panel thickness of 20 mm; see 3.4.2(9) for other thicknesses and densities.		

4.3.1.1 Revestimento de proteção contra incêndio

Segundo o EC5 – Parte 1-2 (CEN, 2004b), para os revestimentos de proteção contra incêndio constituídos por madeira ou placas de derivados de madeira, o tempo de colapso pode ser determinado como:

$$t_{pr} = \frac{t_p}{\beta_0} - t_r \text{ [min]} \quad (4.77)$$

Com t_r igual a 4min e em que β_0 é a taxa de carbonização unidimensional como exposto anteriormente e t_p é a espessura do revestimento constituído por madeira ou placas de derivados de madeira. No caso de duas ou mais camadas de placas, t_p é a soma das espessuras de cada camada.

No caso dos pavimentos madeira, o soalho pode ser incluído neste grupo de elementos de revestimento contra incêndio.

4.3.1.2 Método simplificado da secção transversal efetiva

O método da seção transversal efetiva assume que a seção transversal efetiva tem propriedades de resistência constantes e iguais às da madeira à temperatura normal. Assim sendo, o valor de $k_{mod,fi}$ para este método toma o valor de 1.

A seção efetiva deve ser calculada reduzindo a seção inicial da espessura efetiva de camada de carbonização da seguinte forma:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0, \text{ em que } k_0 = \min\left(\frac{t}{20}; 1\right) \text{ e } d_0 = 7\text{mm} \quad (4.78)$$

4.3.1.3 Método simplificado de redução de propriedades

Este método assume que a seção reduzida de madeira tem propriedades de resistência inferiores às da temperatura ambiente. Por este motivo, o valor da resistência deve ser reduzido utilizando um fator de correção para a situação de incêndio, $k_{mod,fi}$, inferior à unidade. Este método pode ser utilizado em elementos retangulares, de madeira da espécie resinosa, exposta ao fogo em três ou quatro lados e em elementos circulares expostos em todo o seu perímetro. O valor da resistência deverá ser obtido utilizando para o cálculo de $k_{mod,fi}$ a expressão seguinte:

$$k_{mod,fi} = 1 - \frac{k_0 p_r}{k_{s,fi} A_r} \quad (4.79)$$

Em que, $k_{s,fi}$ é um parâmetro que toma o valor de 330 para tração e módulo de elasticidade, 200 para flexão e 125 para compressão; p_r o perímetro da seção residual exposta ao fogo expressa em metros e A_r é a área da seção residual, expressa em m².

4.3.1.4 Comparação entre os dois métodos simplificados

A diferença fundamental entre os dois métodos reside no facto de, no caso do segundo método descrito, ser considerada uma seção residual que é delimitada pela isotérmica dos 300°C e apresenta propriedades reduzidas no interior da seção, enquanto no caso do método da seção transversal efetiva considera-se um seção residual equivalente e a qual não sofre qualquer redução das propriedades da madeira. Outra diferença tem a ver com a distinção feita no método da redução das propriedades conforme o tipo de esforço enquanto no outro não é feita qualquer distinção. De referir que, no método da seção transversal efetiva só se pode utilizar a taxa de carbonização nominal.

5

ESTUDO DE CASO

5.1 INTRODUÇÃO

Pretende-se neste capítulo dar a conhecer o projeto que foi solicitado ao NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda. pela MCMF – Imobiliária S.A., na pessoa da arquiteta Diana Barros, e que servirá de elemento de estudo nesta dissertação.

Como parte do processo natural de reabilitação, após a solicitação para reabilitação foram efetuadas duas visitas ao edifício de forma a realizar uma inspeção visual, identificando as anomalias, o estado do edifício a nível global e local. Estas inspeções e consequente relatório (NCREP, 2012) foram realizados ao edifício em Setembro de 2012 pelos Engenheiros do NCREP e o levantamento arquitetónico fornecido pela arquiteta Diana Barros.

Uma terceira visita foi realizada pelo autor para reconhecimento das características do edifício e perceção da extensão dos danos neste.

O Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural pretende servir de base ao Projeto de Arquitetura e de Estabilidade que envolverá, essencialmente, o dimensionamento de estruturas horizontais (pavimentos) e coberturas novas em estrutura de madeira, assim como a preconização pontual de soluções de reabilitação e/ou reforço da estrutura vertical existente (paredes) (NCREP, 2012).

É com base neste documento que este capítulo será abordado. Numa primeira instância (ponto 5.2) faz-se a caracterização construtiva do edifício, sendo definidos os sistemas construtivos, os materiais, e os esquemas estruturais. Faz-se também uma avaliação geral dos danos encontrados nos elementos estruturais, da sua localização no edifício e das causas prováveis para a sua ocorrência. De seguida faz-se uma análise das principais intervenções estruturais a realizar tendo em conta os elementos recolhidos durante a inspeção, apresentando-se as principais conclusões do estudo que servirão de base à elaboração do Projeto de Estabilidade.

5.2 CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

5.2.1 O EDIFÍCIO

O edifício do presente estudo tem frente para a Rua da Lada, nº14-16 e para a Av. Eng. Gustavo Eiffel, Figura 5.1 e Figura 5.2, em pleno Centro histórico do Porto. A entrada faz-se pela rua da Lada, Figura 5.3, existindo uma porta entaipada na fachada sobre a Av. Eng. Gustavo Eiffel, Figura 5.4.

Como é possível ver na Figura 5.1, o edifício apresenta planta trapezoidal com cerca de 4.2m de largura de fachada principal, 3,9m de fachada posterior e um comprimento total de cerca de 10.0m. É

constituído por 5 pisos cobertos (piso -1, 0, piso1, piso 2 e piso 3), sendo o piso -1 enterrado e o piso 3 recuado em relação ao alçado principal, Figura 5.3.



Figura 5.1 – Implantação do edifício



Figura 5.2 – Vista da cobertura (fonte: maps.google.com)



Figura 5.3 – Fachada principal (pisos 0,1,2 e 3)



Figura 5.4 - Fachada posterior (pisos 1,2 e 3)

As fachadas do edifício (principal e posterior) são em alvenaria de granito, embora a fachada posterior apresente diferentes tipos de aparelho, possivelmente correspondendo a diferentes épocas de construção, Figura 5.4. Relativamente às empenas, foram identificados pelo menos 3 diferentes tipologias construtivas, detalhadas nos subcapítulos seguintes: paredes em alvenaria de granito de uma

folha com juntas argamassadas, Figura 5.5; paredes em alvenaria de tijolo maciço, Figura 5.6; paredes de tabique com tábuas costaneiras duplas – verticais e diagonais, Figura 5.7.



Figura 5.5 – Parede de empena em alvenaria de granito no piso 1



Figura 5.6 – Transição de alvenaria de pedra para alvenaria de tijolo



Figura 5.7 - Parede de empena de tabique no piso 3

Os pavimentos do edifício são em estruturas de madeira, com exceção do terraço do piso 3 que é constituído por uma laje de betão armado. A cobertura do edifício é também em estrutura de madeira. Na compartimentação interior e sistema estrutural da caixa de escadas, as paredes são constituídas por paredes de tabique com tábuas costaneiras duplas (verticais e diagonais).

No domínio do uso, o edifício terá tido no passado um estabelecimento comercial nos piso -1 e 0, e servido de habitação nos pisos superiores. Neste momento encontra-se totalmente devoluto. Na fachada posterior encontra-se uma abertura entaipada que acede à cota do piso 1, ou seja, diretamente para o piso de habitação do edifício, o que indica que poderá ter havido uma separação efetiva de funções.

Os pisos -1 e 0 são amplos, sem divisões interiores, Figura 5.8 e Figura 5.9. Os pisos 1,2 3 por sua vez encontram-se compartimentados com paredes de tabique e apresentam salas viradas para a fachada principal e uma divisão anexa localizada na zona interior do edifício e com abertura para a caixa de escada. Na fachada posterior estão localizadas as zonas de serviço e as zonas húmidas, nomeadamente as instalações sanitárias e cozinha, Figura 5.10. A compartimentação dos vários pisos encontra-se descrita nas plantas relativas ao levantamento arquitetónico, Figura 5.16 e Figura 5.17.



Figura 5.8 - Piso -1



Figura 5.9 - Piso 0



Figura 5.10 – Compartimento na fachada principal e instalação sanitária na fachada posterior (piso 1)

A comunicação entre os pisos -1 e 0 e entre os pisos 0 e 1 é realizada através de escadas de tiro, localizadas na zona posterior do edifício, encostadas à empena Oeste (Figura 5.12). O acesso aos

restantes pisos do edifício é realizado por uma caixa de escada localizada na zona central, como era comum na época de construção, Figura 5.11. Ambas as escadas são em estruturas de madeira.



Figura 5.11 - Janela na divisão interior vista do compartimento e da caixa de escadas

No topo das caixas de escadas, existe uma claraboia que introduz iluminação natural (Figura 5.14) na zona central do edifício. As paredes da claraboia são em tabique e estão apoiadas nas paredes da caixa de escadas.



Figura 5.12 - Escada de comunicação entre os pisos -1 e 0



Figura 5.13 - Escada central de acesso aos pisos superiores (fonte: (NCREP, 2012))



Figura 5.14 - Claraboia da zona da caixa de escadas

De referir ainda que o piso 1 terá sofrido um incêndio no passado de acordo com a inspeção visual efetuada. Indícios de carbonização de alguns elementos construtivos (tetos, pavimentos e paredes) são evidentes como se pode ver na Figura 5.15. Também as vigas do pavimento do piso 2 apresentam alguns danos relacionados com este incêndio.



Figura 5.15 - Vestígios de incêndio observáveis nas paredes e nas vigas de madeira

O levantamento arquitetónico do edifício apresenta-se de seguida nas Figura 5.16 e Figura 5.17.

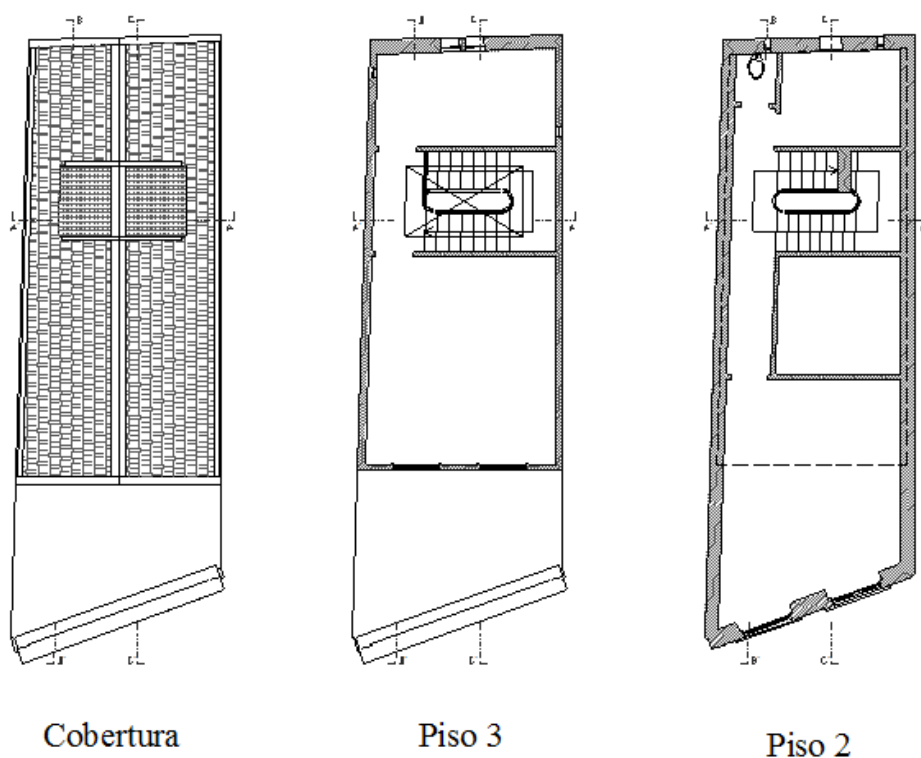


Figura 5.16 - Levantamento arquitetónico do edifício

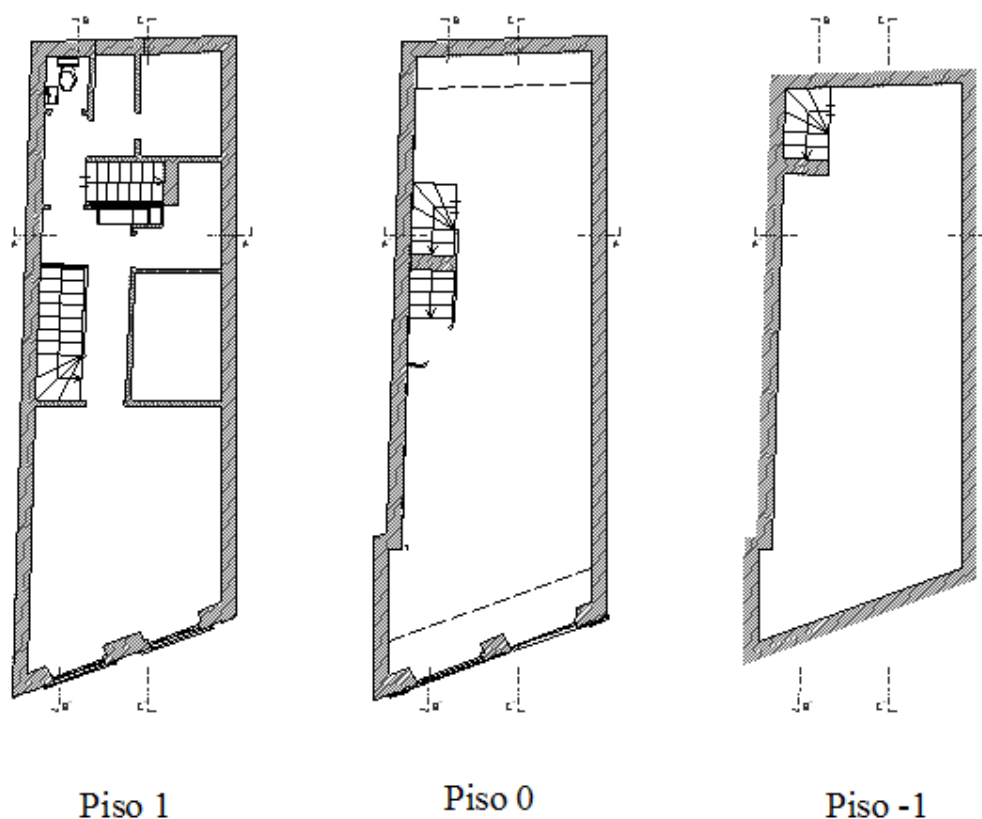


Figura 5.17 - Levantamento arquitetónico do edifício, pisos inferiores

5.2.2 SONDAGENS REALIZADAS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A inspeção do edifício revelou um estado de conservação precário, tanto no domínio dos pavimentos como das escadas e cobertura. Em particular, é importante referir também que o programa arquitetónico prevê a modificação das cotas dos pisos e a reorganização da compartimentação dos espaços interiores. Atendendo a todos estes fatores preconiza-se a substituição integral dos pavimentos e também da estrutura da cobertura como resultado do seu estado de degradação. Assim sendo, não foram realizadas sondagens para estimar as características resistentes destes elementos estruturais, fazendo-se apenas uma referência ao seu estado de conservação global.

Já no que diz respeito às paredes resistentes do edifício, foram realizadas sondagens pontuais para aferir a sua constituição, compreender o seu faseamento construtivo e avaliar o seu estado de conservação. Como será possível observar em detalhe no próximo subcapítulo, verificou-se que as paredes meeiras apresentam uma tipologia atípica, existindo em simultâneo, panos de alvenaria de pedra, tijolo e tabique. Foram efetuadas várias sondagens para detetar as diferentes tipologias, Figura 5.18, tendo sido detetada a existência de ligadores metálicos entre paredes transversais, nomeadamente, na ligação entre a empena de alvenaria de tijolo Este e a fachada principal, Figura 5.19.



Figura 5.18 - Sondagem na zona de transição entre alvenaria de pedra e tijolo



Figura 5.19 - Abertura de janela de sondagem na zona de ancoragem de tirante metálico

De seguida, far-se-á uma caracterização dos vários elementos estruturais do edifício, dando maior destaque, em virtude do exposto anteriormente, às paredes exteriores do edifício.

5.2.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS - PAREDES

5.2.3.1 Introdução

O edifício apresenta uma grande variedade de sistemas construtivos nas paredes de contorno (fachadas e empenas). Foi feita uma descrição detalhada destas paredes recorrendo às peças desenhadas do levantamento arquitetónico do edifício. Para facilitar a compreensão espacial do edifício, as paredes serão referenciadas como: Parede 1: parede de fachada principal; Parede 2: empena Este; Parede 3: empena Oeste; parede 4: fachada posterior. As tipologias construtivas identificadas nas paredes resistentes do edifício são representadas na Figura 5.20.

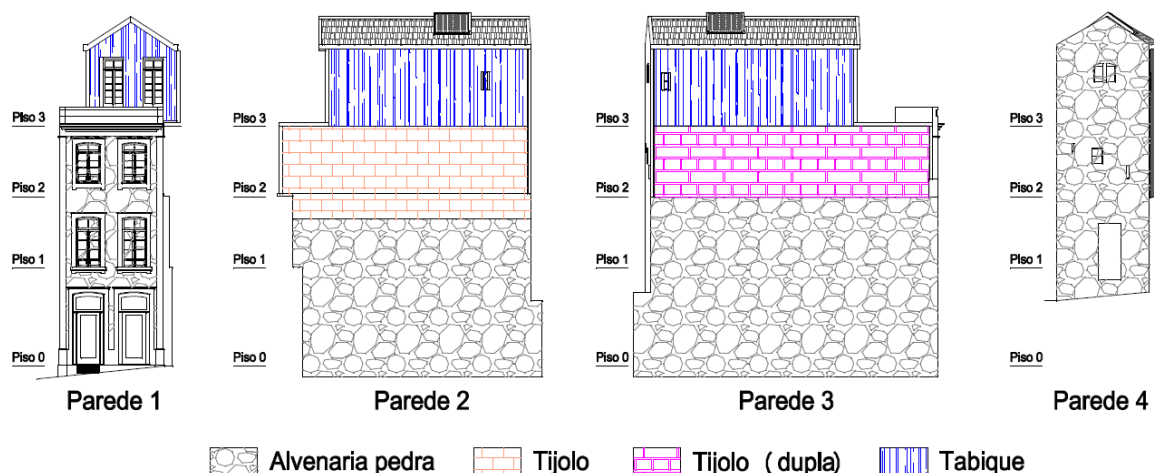


Figura 5.20 - Designação e localização das paredes resistentes do edifício

Juntamente com a caracterização construtiva é feita uma análise dos principais danos observados.

5.2.3.2 Parede 1 – Fachada principal

A parede 1, correspondente à fachada principal do edifício. É constituída até ao nível do piso 3 por alvenaria de pedra, com cantaria nos cunhais e nas aberturas dos vãos, materializando uma tipologia construtiva típica da cidade do Porto, Figura 5.21. Esta parede contém um tirante metálico entre os pisos 1 e 2 embebido na parede 2 para travamento dos movimentos para fora do plano, conforme apresentado na Figura 5.22.



Figura 5.21 - Cantaria presente na fachada principal

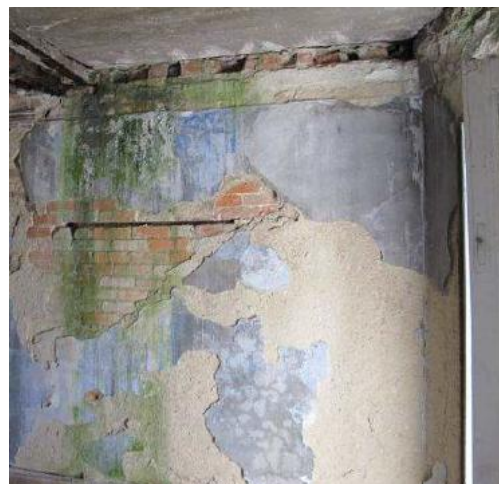


Figura 5.22 - Tirante embebido na parede 2 para contraventamento da fachada principal

No último piso, piso 3, a Parede 1 é recuada e constituída por tabique com prumos verticais e horizontais e tábuas costaneiras colocadas na vertical e na diagonal fixadas em prumos horizontais, Figura 5.23. Apresenta ainda, na sua face interior, ligadores metálicos que permitem reforçar a sua ligação às paredes laterais (Paredes 2 e 3), ligando-as pontualmente, Figura 5.24.

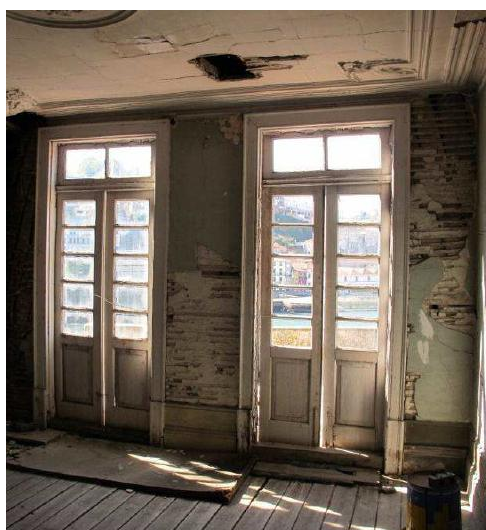


Figura 5.23 – Parede 1 do piso 3



Figura 5.24 – Pormenor do tabique com ligação metálica à parede 2

A Parede 1 apresenta, até ao nível do pavimento do piso 3, alvenaria e cantaria de granito em bom estado de conservação e sem danos visíveis. Por sua vez, ao nível do piso 3, a parede de tabique encontra-se em avançado estado de degradação, especialmente na zona de ligação à Parede 2, sendo por isso necessário proceder à sua reconstrução parcial; complementarmente, dever-se-ão aplicar medidas corretivas para evitar futuras infiltrações de águas nos elementos de madeira. Por sua vez, os soletos de ardósia pregados ao fasquiado exterior do tabique encontram-se em razoável estado de conservação, faltando, no entanto, alguns elementos que permitem a entrada de água, Figura 5.25 e Figura 5.26.

Em fase de obra, e após a remoção de todos os revestimentos, deverão ser avaliadas com mais detalhe todas as zonas das paredes de tabique e definidos os elementos que necessitam de reabilitação, ou substituição.



Figura 5.25 – Vista exterior da Parede 1



Figura 5.26 – Falta de elementos de recobrimento da fachada (Parede 1)

5.2.3.3 Parede 2

A Parede 2, empena Este do edifício, é constituída por alvenaria de pedra desde o piso -1 até 2 metros acima do piso 1, conforme apresentado na Figura 5.20. Acima deste nível e até ao pavimento do piso 3, a parede passa a ser constituída por alvenaria de tijolo simples. Ao nível do piso 3, a parede é em tabique duplo, com tábuas costaneiras ao alto e diagonais, Figura 5.29. Esta multiplicidade de materiais poderá estar relacionada com a existência de várias fases de construção do edifício, com ampliações em altura feitas em tabique e em alvenaria de tijolo maciço sobre as paredes de alvenaria de pedra existentes.



Figura 5.27 – Parede 2 em alvenaria de pedra, Piso 0



Figura 5.28 – Parede 2, zona de transição para alvenaria de tijolo



Figura 5.29 - Parede 2, piso 3 em tabique duplo

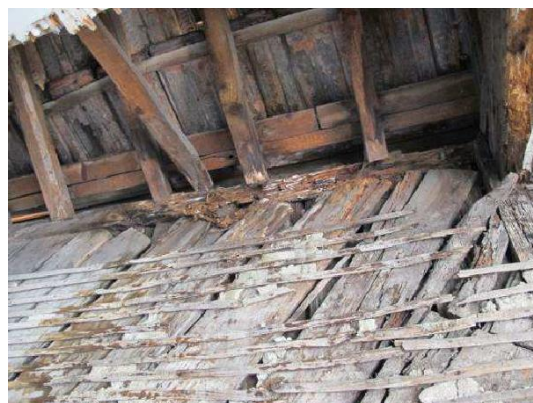


Figura 5.30 - Parede 2, piso 3, pormenor do seu estado de conservação

Não foram observados danos relevantes nas paredes de alvenaria de pedra, com exceção das paredes ao nível do piso -1 que apresentam um elevado teor de humidade (com o aparecimento de fungos) que potencia a desagregação granular das pedras, Figura 5.31. Esta situação deverá ser devidamente resolvida.



Figura 5.31 - Fungos presentes em blocos de granito no piso -1

Por sua vez, na parede de alvenaria de tijolo observou-se uma fenda vertical na zona de apoio do pavimento do piso 2, embora, aparentemente, sem consequências importantes para a sua estabilidade global. Verificou-se ainda, ao nível do pavimento do piso 3, Figura 5.32, uma deficiente ligação à laje de betão armado do terraço, com falta de material, conforme é possível observar na Figura 5.33. Finalmente, detetou-se a existência de teores de humidade excessivos nalgumas zonas da parede, originando alguma desagregação material do tijolo, Figura 5.34. Este elevado teor de humidade na alvenaria de tijolo origina, para além da referida desagregação, um decréscimo da capacidade resistente da parede, devendo ser resolvido com urgência.



Figura 5.32 – Parede 2, aspeto geral no piso 2



Figura 5.33 – Topo da parede 2 no piso 2 (zona de apoio da laje do piso 3)



Figura 5.34 - Desagregação granular de elementos de tijolo maciço

Finalmente, e devido à infiltração de água, a parede de tabique ao nível do piso 3 encontra-se bastante degradada, com zonas de fasquiado em falta e ataque intenso de insetos e de fungos xilófagos nas peças de madeira (tábuas costaneiras e ripado), Figura 5.35. Será necessário reconstruir localmente esta parede nas zonas mais degradadas, repondo a sua capacidade resistente. À semelhança do referido no caso da Parede 1, o revestimento em soletos de ardósia encontra-se em razoável estado de conservação, embora com falta de alguns elementos, Figura 5.36.



Figura 5.35 - Parede de tabique degradada no piso 3



Figura 5.36 - Parede 2 com falta de soletos de ardósia

5.2.3.4 Parede 3

A Parede 3 é constituída por alvenaria de granito desde o piso -1 até ao nível do pavimento do piso 2 Figura 5.37. Ao nível do piso 2, a sua constituição altera-se para uma parede aparentemente dupla em alvenaria de tijolo, com um total de cerca de 20 centímetros de espessura, Figura 5.38. Finalmente, ao nível do piso 3, e à semelhança da parede 2, a parede é em tabique duplo com tábuas costaneiras verticais e diagonais com fasquiado de madeira e reboco de cal, Figura 5.39.



Figura 5.37 – Parede 3, piso 1: alvenaria de granito

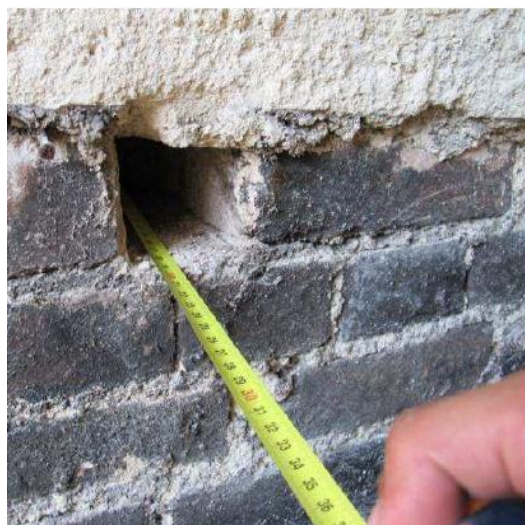


Figura 5.38 – Parede 3, piso 2: alvenaria de tijolo maciço



Figura 5.39 - Parede 3, piso 3: tabique

A Parede 3 encontra-se, desde o piso -1 até ao nível do pavimento do piso 2, em bom estado de conservação sem danos significativos observáveis. Ao nível do piso 2 a parede de alvenaria de tijolo apresenta, à semelhança da Parede 2, alguns danos materiais (desagregação) relacionados com a entrada de água. Finalmente, ao nível do piso 3, a parede de tabique apresenta um estado de conservação razoável, embora necessite, nalgumas zonas, da reposição parcial das tábuas costaneiras. Os soletos de ardósia necessitam, à semelhança dos das Parede 1 e 2, de reabilitação.

5.2.3.5 Parede 4

A Parede 4, localizada na fachada posterior do edifício, é constituída por alvenaria de granito, aparentemente de folha simples, Figura 5.40. Em virtude do desnível do terreno existente entre a fachada principal e a fachada posterior, esta parede é visível pelo exterior apenas nos pisos 1, 2, 3, encontrando-se enterrada nos pisos -1 e parcialmente no piso 0.

O aparelho de pedra é relativamente regular, com unidades de grandes dimensões, embora se notem algumas diferenças entre o pano de parede existente ao nível do piso 1 e os panos dos pisos 2 e 3. Na zona de transição entre estes panos (nível do pavimento do piso 2) observam-se marcas aparentemente relacionadas com uma antiga cobertura, Figura 5.41.



Figura 5.40 – Parede 4, fachada posterior: visão geral

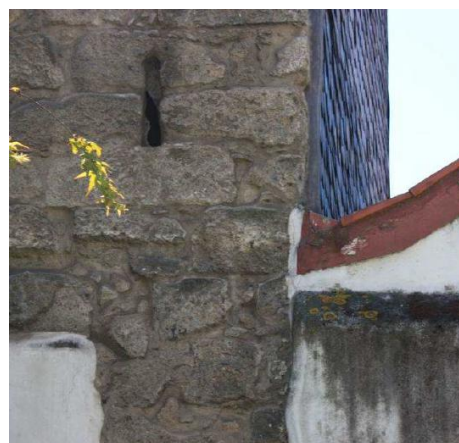


Figura 5.41 – Parede 4, à cota do piso 2 com marcas aparentemente relacionada com uma antiga cobertura

Esta fachada, sendo na sua maioria cega, possui pequenas aberturas ao nível do piso 2 e uma abertura de maiores dimensões ao nível do piso 3. Como se referiu anteriormente, encontrou-se ainda, através de uma sondagem local, uma abertura ao nível do piso 1, que se encontra preenchida com alvenaria de tijolo maciço, Figura 5.42 e Figura 5.43.



Figura 5.42 – Parede 4, piso 1: sondagem efetuada na zona de antiga abertura - exterior



Figura 5.43 – Parede, piso 1: sondagem efetuada na zona de antiga cobertura - interior

A Parede 4 apresenta-se, de uma forma geral, em bom estado de conservação. No entanto, ao nível do piso -1, e de forma a avaliar mais corretamente o seu estado de conservação, será importante remover uma parede de alvenaria de tijolo vazado que foi aparentemente construída encostada à Parede 4 para esconder entradas de água.

5.2.3.6 Outras paredes estruturais

Para além das paredes das empenas e das fachadas, existem ainda paredes estruturais no interior do edifício que importa referir. O caso das paredes que delimitam e apoiam as escadas é disso exemplo. Caso estas paredes apresentassem continuidade até à fundação do edifício, poder-se-ia assumir que estes elementos exerciam funções de suporte dos pavimentos. No entanto, uma vez que a localização da escada se altera a partir do piso 1, a função estrutural destas paredes será a de apoiar a estrutura das escadas e de contraventar as paredes de empena ao longo da sua altura. De qualquer forma, e tal como já foi referido e justificado para os pavimentos, as paredes de tabique interiores serão demolidas.

5.2.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS – PAVIMENTOS E ESCADAS

Os pavimentos do edifício são na sua maioria constituídos por vigas de madeira, aparentemente de Castanho (*Castanea Sativa Mill.*), com seções transversais variáveis entre, aproximadamente, 10,0x15,0 cm², 15,0x15,0cm² ou circulares com 0,15m de diâmetro, Figura 5.44. Os espaçamentos entre eixos das vigas são em média de 0,60m. Uma vez que os pavimentos serão substituídos não foi feita uma análise detalhada dos danos existentes, referindo-se apenas os danos globais observados.

O pavimento do piso 0 é constituído por vigas de madeira suportadas nas paredes de alvenaria de pedra e num conjunto de perfis metálicos “I”, situados sensivelmente a meio vão das vigas. Estes perfis metálicos garantem também o suporte das escadas, Figura 5.45. O vigamento de madeira encontra-se fortemente atacada devido à presença de fungos xilófagos.



Figura 5.44 – Pavimento do piso 0



Figura 5.45 – Piso -1: perfis metálicos de suporte do pavimento de madeira do piso 0 e da caixa de escadas

Os pavimentos dos pisos 1 e 2 são constituídos por vigamentos em madeira com secção aproximada de 0,10x0,15m², contendo secções maiores na zona de apoio da caixa de escadas. O pavimento do piso 1 apresenta uma deformação considerável em resultado de ataques de agentes bióticos (insetos e fungos

xilófagos). Por sua vez, as vigas do pavimento do piso 2 apresentam a superfície carbonizada, embora ainda com parte da secção transversal intacta, Figura 5.46.



Figura 5.46 – Pavimento do piso 2 carbonizado

O pavimento do piso 3, ao contrário do observado nos restantes pisos, é constituído, na zona do terraço junto à fachada principal, por uma laje em betão armado com perfis metálicos embebidos, Figura 5.47. Já a zona coberta do piso tem uma estrutura de pavimento, à semelhança dos restantes pisos, constituída por vigas e soalho em madeira, Figura 5.48.



Figura 5.47 – Zona do pavimento do piso 3 em betão armado com perfis metálicos embebidos

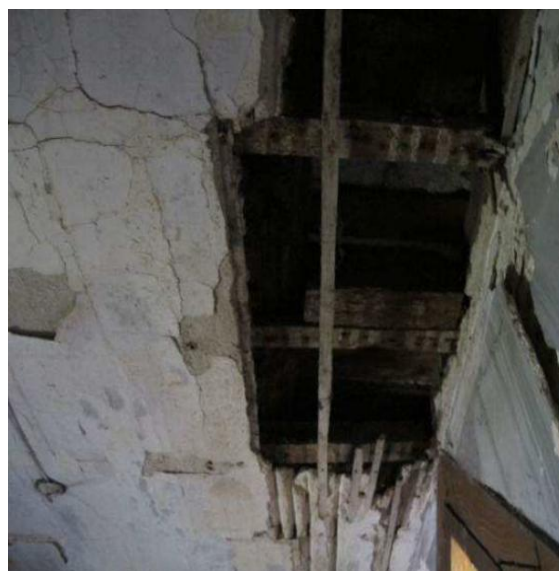


Figura 5.48 – Pavimento do piso 3 na zona posterior, com vigamentos de madeira

O estado de conservação deste pavimento, tanto o de betão armado como o de madeira, é bastante precário: o pavimento de betão armado apresenta um elevado nível de corrosão dos perfis metálicos e desagregação do betão, Figura 5.49; os vigamentos de madeira encontram-se com perda intensa de secção devido ao ataque de fungos de podridão e de insetos xilófagos, Figura 5.50.



Figura 5.49 – Degradação dos perfis metálicos no piso 3



Figura 5.50 – Presença de fungos de podridão na zona de apoio das vigas

As escadas do edifício são em madeira, com localização diferenciada do piso -1 ao piso 1 (Figura 5.51), e do piso 1 ao piso 3 (Figura 5.52), sendo constituídas, de forma geral, por duas pernas com seção variável entre aproximadamente 10x15cm² e 15x15cm², Figura 5.53.



Figura 5.51 – Caixa de escadas entre piso 0 e piso 1



Figura 5.52 – Caixa de escadas dos pisos superiores (vista do piso 3)



Figura 5.53 - Pormenor de constituição da caixa de escadas, piso 1 e para o piso 2

5.2.5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS - COBERTURA

A cobertura do edifício é constituída por um conjunto de varas com seção transversal quadrada de cerca de $10 \times 10 \text{ cm}^2$, apoiados na cumeeira e nas paredes de tabique de empena (paredes 2 e 3). Existem ainda alguns elementos horizontais (linhas) que ligam o topo das paredes de tabique e têm também como função absorver parte da componente horizontal da carga da cobertura.

Uma vez que a intervenção prevê a remoção de toda a cobertura, esta não foi analisada em detalhe, destacando-se apenas alguma degradação na zona dos apoios devido à infiltração de água. Esta infiltração deu origem a um ataque intenso de fungos xilófagos, com perda da seção transversal das peças de madeira, Figura 5.54.



Figura 5.54 – Pormenor de apoio da cobertura na parede de tabique, com degradação intensa na zona de apoio

5.3 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

De acordo com o relatório elaborado, é preconizada a reabilitação e/ou reforço das paredes de fachada e empena existentes e a instalação de novos pavimentos e cobertura em madeira. De acordo com as observações do relatório de inspeção e diagnóstico (NCREP, 2012), e a título conclusivo, o edifício apresenta níveis de conservação diferentes associados aos diversos elementos estruturais que o constituem.

Relativamente à cobertura e aos pavimentos de madeira, assim como algumas paredes de tabique interiores, foi detetada uma degradação intensa devido à entrada de água e aos ataques de insetos e

fungos xilófagos. Estes aspetos juntamente com alterações preconizadas a nível arquitetónico, nomeadamente a alteração da cota dos pisos, da configuração da escada e da compartimentação interna, determinaram que estas estruturas venham a ser substituídas por novos elementos estruturais de madeira. Estas novas estruturas procurarão, para além de responder à nova função do edifício, reforçar as paredes de fachada e de empena, garantindo o seu bom funcionamento estrutural. As plantas com as alterações ao nível arquitetónico podem ser visualizadas em anexo.

A madeira como material a ser utilizado nas novas estruturas advém da importância de minimizar cargas e limitar a intrusividade com a estrutura vertical existente e garantir, em simultâneo, a compatibilidade com os materiais existentes. São preconizadas, à partida, duas zonas em que os pavimentos serão constituídos por elementos metálicos: o pavimento do terraço exterior ao nível do piso 3 que, em virtude de se encontrar mais exposto aos agentes atmosféricos, deverá ter um pormenor construtivo diferente dos restantes pavimentos; o pavimento do piso -1 que terá de permitir a visualização dos achados arqueológicos através de alguns painéis envidraçados. Refere-se que neste piso foram executadas, previamente aos trabalhos de inspeção, escavações arqueológicas tendo sido encontrados elementos com valor histórico. A estrutura a preconizar para este piso, com caráter pouco intrusivo, terá em consideração a visualização dos elementos arqueológicos encontrados.

Quanto às paredes de alvenaria de pedra, conclui-se que estas apresentam um bom estado de conservação, podendo ser mantidas através da realização de intervenções pontuais de reabilitação estrutural. Refere-se em particular a limpeza dos fungos das paredes de alvenaria de pedra ao nível do piso -1 e a verificação do seu estado de conservação após limpeza, assegurando-se que não apresentam fendilhação

Por sua vez, as paredes de alvenaria de tijolo maciço encontram-se em razoável estado de conservação, devendo assegurar-se a sua correta impermeabilização pelo lado exterior, minimizando a infiltração de água e a consequente alteração/degradação das características mecânicas do tijolo. Será necessário proceder, em zonas pontuais, ao reforço local das paredes.

Relativamente às paredes de tabique exteriores (fachadas e empenas) que apresentam degradação com alguma intensidade devido ao ataque de agentes bióticos, será necessário substituir alguns dos seus elementos construtivos, nomeadamente tábuas costaneiras, prumos e ripas. Será ainda realizado o seu reforço estrutural, em particular através da melhoria da sua ligação com as paredes transversais e com a cobertura.

A título conclusivo, de referir que no presente trabalho será feito o estudo relativo aos pavimentos e coberturas de madeira no capítulo seguinte, estando as outras intervenções de reabilitação fora do âmbito do trabalho.

6

PROJECTO DE REABILITAÇÃO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo dar-se-á ênfase ao dimensionamento dos elementos interiores no âmbito do projeto de reabilitação proposto e apresentado no capítulo 5. Pavimentos e cobertura são alvo de análise, de forma a obter como objeto final, os desenhos relativos à nova estrutura e às ligações entre os elementos.

6.2 MATERIAL UTILIZADO

De forma a obter valores de cálculo para dimensionamento será necessário definir os materiais a utilizar no projeto de reabilitação. Tendo em conta todos os aspetos abordados durante este trabalho, surge naturalmente a utilização da madeira como principal material de construção para a substituição dos elementos interiores. Para os pavimentos de madeira, nomeadamente os vigamentos principais e os tarugos a serem colocados, será utilizado madeira lamelada colada. Este material será também o material a utilizar nos elementos estruturais da cobertura.

Para os soalhos do pavimento é corrente utilizar-se madeira maciça da classe C18 e será este o material a ser utilizado. Contudo, para algumas áreas, como as casas de banho e cozinhas, será utilizado material com melhor comportamento relativamente à humidade. A solução passa pela utilização de Viroc ([6]).

Interessa referir elementos que não sendo estruturais provocam pesos que tem de ser considerados no dimensionamento, isto é o forro inferior do pavimento, constituído por um teto falso e ainda o isolamento térmico, Figura 6.1. É considerado para cada um deles um peso representativo de 10kg/m^2 .

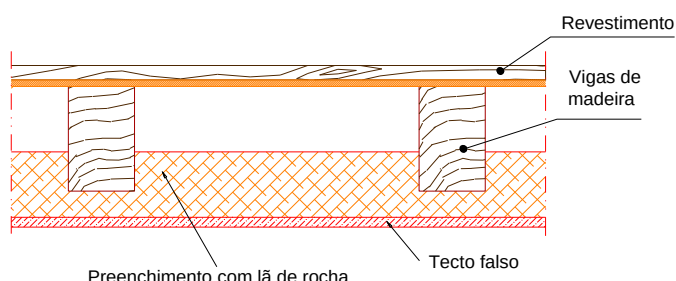


Figura 6.1 - Corte construtivo do pavimento de madeira

As paredes divisórias serão em placas de gesso cartonado com isolamento interior de lã de rocha, uma solução leve e de fácil aplicação o que constitui uma solução muito interessante para projetos de reabilitação.

Relativamente ao revestimento da cobertura, serão utilizadas telhas cerâmicas e, isolamento com um peso representativo total de 75kg/m^2 .

6.3 ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO

No ponto 5 deste trabalho foi feita a descrição do edifício existente, as suas características e o levantamento arquitetónico. Foi também referida a alteração do desenho interior do edifício, nomeadamente alterações ao nível da compartimentação e a alteração das cotas dos pisos. As alterações previstas podem ser visualizadas em anexo (plantas de vermelhos e amarelos e proposta de arquitetura).

Em particular, a configuração das escadas sofre alterações, sendo o novo acesso ao piso -1 realizado junto à parede de empena oposta à parede onde existe atualmente. Relativamente ao piso 0, de notar a inexistência de escadas de acesso ao piso 1, contrariamente ao que acontece no edifício existente, isto porque se pretende separar por completo a área que será destinada a espaço comercial, nomeadamente o piso -1 e 0 dos restantes pisos. O acesso à habitação, será feito ao nível do piso 1, através de uma abertura a realizar no alçado posterior do edifício, como foi referido no ponto 5.2.3.5.

A ligação do piso 1 aos pisos superiores será realizada por uma nova escada com configuração idêntica à que existe atualmente no edifício, permitindo manter a identidade do espaço e também a localização da claraboia.

As cotas dos pisos 1, 2 e 3 relativos à habitação, sofrem alterações. Apenas os pisos destinados a atividade comercial mantêm as cotas existentes.

6.4 DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS

Pretende-se neste ponto proceder ao dimensionamento dos pavimentos do edifício em estudo. Como referido no relatório de inspeção e diagnóstico (ponto 5.3), estes elementos apresentam degradação intensa e para além disso, a arquiteta preconizou a alteração das cotas, o que inviabiliza a manutenção dos pavimentos, pelo que a substituição total é a opção viável. Com o apoio do projeto de arquitetura foram estabelecidas as dimensões dos pavimentos e dimensionadas as vigas de apoio ao soalho, verificando os critérios de dimensionamento definidos no EC5. Será feito, para além do dimensionamento do pavimento em condições normais para o piso 0, uma análise ao fogo, de forma a acautelar a ocorrência de um incêndio. Em análise não é apresentada para os restantes pisos para não tornar demasiado extenso o documento, embora se possa referir que a verificação efetuada permite concluir que o caso de incêndio não é condicionante nestes.

O apoio do vigamento do pavimento será feito através de cantoneiras L120 posicionadas nos contornos dos pisos. Esta solução pretende diminuir a intrusividade da intervenção, tendo em conta que os apoios existentes, (aberturas nas paredes), deixam de poder ser utilizadas pela alteração das cotas dos pisos. As ligações serão abordadas mais à frente.

As áreas brutas bem como a utilização de cada piso são visíveis no

Quadro 6.1.

Quadro 6.1 - Áreas e tipo de utilização dos pisos

Piso	Área Bruta [m ²]	Área útil [m ²]	Utilização
-1	41,36	32,30	Comércio
0	50,16	38,50	
1	50,16	35,60	Habitação
2	50,16	36,40	
3	38,90	35,90	

6.4.1 Piso 0

O piso 0 juntamente com o piso -1, será destinado a atividade comercial. Contudo, apenas o piso 0 será constituído por pavimento de madeira. As dimensões em planta deste piso são apresentadas em anexo.

Um aspeto fundamental no dimensionamento é a seleção das cargas a assumir de forma a prever os carregamentos a que o pavimento estará sujeito. Para o piso 0 foram consideradas as cargas apresentadas no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 - Ações para cálculo dos pavimentos de madeira

Ações	
Permanentes	
Peso próprio das vigas (GL24h)	3,8 [kN/m ³]
Soalho (C18)	3,8 [kN/m ³]
Divisórias (Pladur)	0,52 [kN/m ²]
Teto falso + isolamento (lã de rocha)	0,2 [kN/m ²]
Sobrecarga	
Categoria D (atividades comerciais) (Quadro 4.1)	4 [kN/m ²]

Após definidas as ações, é necessário definir a configuração do pavimento, isto é, o espaçamento entre vigas de madeira, de forma a obter a largura de influência das ações para cada viga, Figura 6.2. Foram testados vários espaçamentos sendo que por fim optou-se por um espaçamento de 0,6m.

Uma vez que o pavimento será constituído na sua maioria por vigas simplesmente apoiadas, a configuração será condicionada pela viga com maior comprimento, pois há todo o interesse em manter a mesma seção para o máximo número de vigas possível. Sendo assim, foi feita a verificação da viga simplesmente apoiada com maior comprimento à qual se deu o nome de Viga 1, Figura 6.2. Outras vigas foram alvo de análise, nomeadamente as vigas 2,3 e 4, denominadas na Figura 6.2, pela função particular que assumem no sistema estrutural do piso. Em particular, estas 3 vigas têm um funcionamento em conjunto já que a viga 3 descarrega sobre as outras duas.

Os parâmetros necessários vêm no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 - Parâmetros para combinações de ações (CEN, 2002a)

Parâmetro	Valor
Coeficientes parciais	
γ_G	1,35
γ_Q	1,5
Coeficientes sobrecarga (Zona comercial)	
ψ_0	0,7
ψ_1	0,7
ψ_2	0,6

De acordo com o ponto 4.1.3.1, vamos integrar estes elementos na classe de serviço 1. Relativamente à duração das ações, como temos cargas permanentes e sobrecarga a atuar ao mesmo tempo, consideramos a de menor duração como condicionante para o valor de k_{mod} . Os valores de k_{mod} e k_{def} , para as condições referidas, são apresentados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Valores para k_{mod} e k_{def}

k_{mod}	k_{def}
0,8	0,6

Outro parâmetro a definir é o coeficiente parcial para a resistência do material, γ_M . Este parâmetro assume o valor de 1,25 para madeira lamelada colada.

De acordo com o ponto 4.1.3.4., será assumido para o parâmetro fator de carga distribuída, k_{sys} , o valor de 1,1 uma vez que o pavimento beneficia do acréscimo de resistência devido ao funcionamento em conjunto do soalho e tarugos com o vigamento principal.

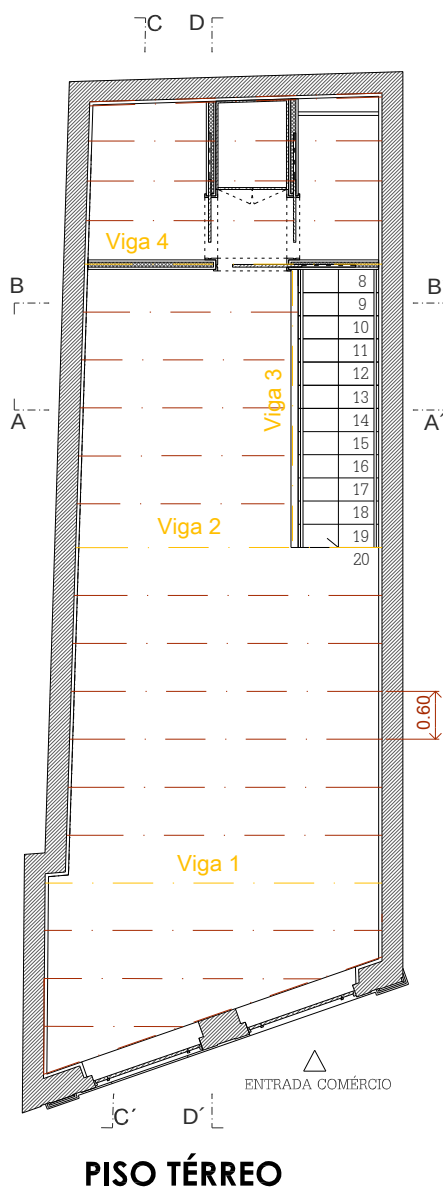


Figura 6.2 - Configuração do pavimento do piso 0

6.4.1.1 Viga 1

Definiu-se a Viga 1 com as características apresentadas no Quadro 6.5, após algumas iterações:

Quadro 6.5 - Características Viga 1

Secção			Espaçamento entre vigas (l_{inf}) [m]	Comprimento (l) [m]	Material
Base [m]	Altura [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]			
0,1	0,2	$6,667 \times 10^{-5}$	0,6	4,18	GL24h

- Ações

Quadro 6.6 – Cargas a atuar no pavimento

Elemento		Carga
Peso próprio da viga (pp_{viga})	[kN/m]	0,076
Soalho		
Espessura	[m]	0,022
Peso próprio do soalho (pp_{soalho})	[kN/m ²]	0,084
Forro (pp_{forro})	[kN/m ²]	0,2
Sobrecarga de utilização (sob_{com})	[kN/m ²]	4

As cargas permanentes e sobrecarga em kN/m são assim:

$$G_k = (pp_{forro} + pp_{soalho}) \times l_{inf} + pp_{viga} = 0,246 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = (sob_{com}) \times l_{inf} = 2,4 \text{ kN/m}$$

- Combinações de ações

Combinação fundamental:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k = 3,932 \text{ kN/m}$$

Combinação quase-permanente:

$$F_{dutilização} = \sum_{i=1}^m G_k + \sum_{j=1}^n Q_k * \Psi_2 = 1,686 \text{ kN/m}$$

- Esforços na estrutura resultante das cargas aplicadas

Para vigas simplesmente apoiadas temos:

$$M_y = \frac{F_d l^2}{8} = 8,588 \text{ kN.m}$$

$$V_y = \frac{F_d * l}{2} = 8,219 \text{ kN}$$

- Verificações

i) Verificação à flexão simples (ELU)

De acordo com o ponto 4.1.4.1. é necessário definir o parâmetro k_h para ter em conta o efeito benéfico de seções inferiores a 600mm e de massa volúmica inferior a 700 kg/m³. Então de acordo com a equação (4.9) para madeira lamelada colada temos:

$$k_h = \min \left\{ \frac{600^{0.1}}{h}, 1.1 \right\} = 1,1$$

Para verificar a resistência à flexão há que respeitar a equação (4.7):

$$\sigma_{md} \leq f_{md}$$

O valor da tensão atuante é igual a:

$$\sigma_{md} = \frac{M_y \cdot z}{I_y} = \frac{8,588 \times 0.1}{6,667 \times 10^{-5}} = 12,883 \text{ MPa}$$

O valor de resistência à flexão é dado pela equação (4.10):

$$f_{md} = k_{sys} \cdot k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,1 \times 1,1 \times \frac{0,8 \times 24}{1,25} = 18,586 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}} = 0,693 \text{ (OK)}$$

Verifica os critérios de dimensionamento à flexão simples.

ii) Verificação à instabilidade lateral torsional (Bambeamento) (ELU)

Como referido no ponto 4.1.4.3, este fenómeno ocorre em casos em que o vigamento é comprido e é atenuado pela colocação de tarugos.

É necessário verificar a expressão (4.16):

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$$

Para a situação de carregamento uniformemente distribuído, vem:

$$\beta = 0,9$$

Segundo (Negrão, et al., 2009) e fazendo referência ao EC5, uma vez que a carga está aplicada no canto superior (comprimido), o comprimento efetivo deve ser aumentado de $2h$, ou seja:

$$L_{ef} = 0,9 \times L + 2h = 4,162m$$

E portanto

$$\beta = \frac{L_{ef}}{L} = 0,996$$

Obtém-se, então, a tensão crítica

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \frac{E_{0,05} b^2}{h L_{ef}} = 0,78 \times \frac{9,4 \times 10^3 \times 100^2}{200 \times 4162} = 88,08 MPa$$

Com este valor pode proceder-se ao cálculo da esbelteza relativa, que determina a zona da curva de bambeamento na qual se situa a peça:

$$\lambda_{el,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{88,08}} = 0,52$$

Assim recorrendo à expressão (4.17) o valor de k_{crit} é:

$$k_{crit} = 1$$

Uma vez que k_{crit} é igual à unidade, a verificação é a mesma realizada para a flexão simples, logo, não há risco de bambeamento. Era de esperar este valor uma vez que se trata de uma viga curta e tendo em conta a colocação de tarugos este fenómeno ainda é menos condicionante.

iii) Verificação ao corte (ELU)

Necessário verificar a seguinte condição:

$$\tau_{sd} \leq f_{v,d}$$

Uma vez que a peça está sujeita a flexão, de acordo com o ponto 4.1.4.4, a largura da seção é afetada por um fator k_{cr} que toma o valor de 0,67 para madeira lamelada colada. Assim a tensão de corte é dada por:

$$b_{ef} = k_{cr} \times b = 0,067m$$

$$\tau_{sd} = 1,5 \frac{V_{sd}}{b_{ef} \times h} = 1,5 \times \frac{8,219}{0,067 \times 0,2} = 0,92MPa$$

A resistência ao corte é dada por:

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} = 0,8 \times \frac{2,7}{1,25} = 1,73 MPa$$

$$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}} = 0,53 \quad (OK)$$

Logo, verifica os critérios de dimensionamento ao corte.

iv) Verificação à compressão perpendicular ao fio (ELU)

É necessário verificar a condição (4.24):

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Para o valor de cálculo da tensão atuante perpendicular ao fio é necessário saber qual a entrega da viga no apoio. Uma vez que o apoio definido é uma cantoneira L120, considerou-se como comprimento de entrega 100mm. Então vem:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{8200}{100 \times 100} = 0,82 MPa$$

O valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio é dada por (4.25):

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \times 1,1 \times 2,7}{1,25} = 1,9MPa$$

Para o valor de $k_{c,90}$ é considerado de forma conservadora igual à unidade:

$$k_{c,90} = 1$$

Logo temos:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \times f_{c,90,d}} = 0,43 \quad (\text{OK})$$

Verifica os critérios de dimensionamento.

v) Verificação da deformação (ELS)

Para a determinação da flecha instantânea, foi utilizada a equação (4.35) simplificada para cada ação:

$$\begin{aligned} u_{inst,G} &= \frac{5}{384} \times \frac{G_k \times L^4}{E_{0,mean} \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0,246 \times 4,18}{1,16 \times 10^7 \times 6,667 \times 10^{-5}} = 1,265 \times 10^{-3} m \\ u_{inst,Q} &= \frac{5}{384} \times \frac{Q_k \times L^4}{E_{0,mean} \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2,4 \times 4,18}{1,16 \times 10^7 \times 6,667 \times 10^{-5}} = 0,012 m \\ u_{inst,f} &= u_{inst,G} + u_{inst,Q} = 0,01360 m \end{aligned}$$

Para a flecha instantânea, de acordo com o Quadro 4.10, foi estabelecido o limite:

$$\begin{aligned} u_{inst,máx} &= \frac{L}{300} = 0,01394 m \\ \frac{u_{inst,f}}{u_{inst,máx}} &= 0,976 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Verifica os critérios regulamentares para a deformação instantânea.

A flecha final é determinada utilizando as equações (4.37) e (4.38):

$$\begin{aligned} u_{fin,G} &= u_{inst,G} (1 + k_{def}) = 1,265 \times 10^{-3} (1 + 0,6) = 2,024 \times 10^{-3} m \\ u_{fin,Q,1} &= u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) = 0,012 (1 + 0,6 \times 0,6) = 16,778 \times 10^{-3} m \\ u_{fin} &= u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} = 0,019 m \end{aligned}$$

Para flecha final foi definido o limite máximo:

$$u_{fin,max} = \frac{L}{200} = 0,021m$$

$$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}} = 0,9 \text{ (OK)}$$

Verifica os critérios regulamentares para a deformação final.

vi) Verificação à vibração (ELS)

O primeiro passo consiste na determinação da frequência fundamental do pavimento de forma a poder proceder à verificação prevista no EC5 para frequências superiores a 8 Hz.

A frequência fundamental é determinada segundo a equação (4.46):

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}}$$

O fator de rigidez $(EI)_L$ é determinado multiplicando a rigidez da viga por um fator de 1,2, que simboliza o aumento de rigidez conferido pelo soalho:

$$(EI)_L = \frac{E_{0,mean} \times I_y}{l_{inf}} \times 1,2 = \frac{11,6 \times 10^9 \times 6,67 \times 10^{-5}}{0,6} \times 1,2 = 1546666,67 \text{ N} \cdot \text{m}^2/\text{m}$$

A massa do pavimento considerada engloba o soalho, a viga e o forro:

$$m = m_{viga} + m_{soalho} + m_{forro} = 76 + 8,36 + 20 = 104,36 \text{ kg/m}^2$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 4,18^2} \sqrt{\frac{154666,67}{104,36}} = 10,94 \text{ Hz}$$

Uma vez que a frequência é superior a 8Hz far-se-á a verificação prevista no EC5.

É necessário verificar a condição expressa na equação (4.42):

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (\text{mm/kN}) \quad (4.42)$$

Sendo w determinado de acordo com a expressão (4.45):

$$w = \frac{F\alpha L}{(EI)_L} \left[\frac{L^2}{48} + \frac{2h^2}{5} \right] = \frac{1000 \times 0,5 \times 4,18}{1546666,67} \times \left[\frac{4,18^2}{48} + \frac{2 \times 0,2^2}{5} \right] = 0,5135 \text{ mm}$$

De acordo com a Figura 4.6, temos os pares de valores a e b assumidos:

Quadro 6.7 - Pares de valores a e b

a [mm]	b
1,5	100

$$F = 1kN$$

$$\frac{w}{F} = 0,5135mm$$

Verifica a primeira condição.

A segunda condição a verificar é dada pela expressão (4.43):

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad (m/Ns^2)$$

Em que v é determinado através da expressão (4.47):

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mBL + 200}$$

Por sua vez o parâmetro n_{40} é determinado usando a equação (4.48):

$$n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \left(\frac{B}{L} \right)^4 \frac{(EI)_L}{(EI)_B} \right\}^{0,25}$$

É necessário definir a rigidez da placa equivalente ao pavimento na direção perpendicular às vigas. É usada a rigidez relativa apenas ao soalho num comprimento de 1m de acordo com (Porteous, et al., 2007):

$$EI_B = E_{0,mean,C18} * I_{soalho} = \frac{9 \times 10^6 \times 8,873 \times 10^{-7}}{1} = 7,986 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$$

$$n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{10,945} \right)^2 - 1 \right] \left(\frac{13}{4,18} \right)^4 \frac{1546667}{7,986 \times 10^3} \right\}^{0.25} = 21,752$$

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6 \times 20,784)}{(104,36 \times 13 \times 4,18 \times kg^{-1}) + 200} \cdot m(N \cdot s^2)^{-1} = 9,165 \times 10^{-3} \frac{m}{(N \cdot s^2)}$$

A segunda parcela da expressão (4.43) é igual a:

$$b^{(f1\zeta-1)} = 100^{(10,945 \times 0,01 Hz^{-1} - 1)} \cdot m(N \cdot s^2)^{-1} = 0,017 \frac{m}{(N \cdot s^2)}$$

$$\frac{v}{b^{(f1\zeta-1)}} = 0,554 \text{ (OK)}$$

Verifica-se a segunda condição para a velocidade de impulso, logo as condições regulamentares relativas à vibração.

vii) Verificação ao fogo

Como referido no capítulo de verificação ao fogo é necessário verificar a condição (4.72):

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}$$

Em que $E_{d,fi}$ é igual 60% da carga atuante na combinação fundamental. Então vem:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d = 0,6 \times 3,93 = 2,36 kN/m$$

Logo os esforços na viga a considerar passam a ser:

$$M_y = \frac{E_{d,fi} l^2}{8} = 5,15 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad V_z = \frac{E_{d,fi} * l}{2} = 4,93 \text{ kN}$$

É necessário perceber qual a secção a ser considerada em caso de incêndio. O método utilizado é o método simplificado da secção transversal efetiva, logo o valor de $k_{mod,fi}$ é igual à unidade. O tempo considerado é de 30 minutos.

Os parâmetros considerados e necessários são os do Quadro 6.8.

Quadro 6.8 - Parâmetros necessários para determinação da secção efetiva ao fogo para madeira lamelada colada

Parâmetro	Valor [unidade]
β_0 (taxa de carbonização unidimensional)	0,65 [mm/min]
β_n (taxa de carbonização nominal)	0,7 [mm/min]
d_0	7 [mm]
k_{fi}	1,15
$\gamma_{M,fi}$	1

Para a profundidade de carbonização unidimensional vem segundo (4.75):

$$d_{char,0} = \beta_0 t = 0,65 \times 30 = 20mm$$

Para a profundidade de carbonização nominal vem segundo (4.76):

$$d_{char,n} = \beta_n t = 0,7 \times 30 = 21mm$$

Assim para a profundidade de carbonização temos:

$$k_0 = \min\left(\frac{t}{20}; 1\right) = 1$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 21 + 1 \times 7 = 28mm$$

Uma vez que a viga é protegida pelo soalho na face superior é necessário verificar se este revestimento garante proteção à viga durante os 30 min.

Para os revestimentos de proteção contra incêndio constituídos por madeira o tempo de colapso é determinado pela expressão (4.77):

$$t_{pr} = \frac{t_p}{\beta_0} - t_r = \frac{22}{0,65} - 4 = 29,846min$$

Uma vez que o tempo que demora a carbonizar o soalho é próximo dos 30min preconizados para o dimensionamento, apenas se considerará a face inferior da secção da viga afetada pelo incêndio. Então para a secção efetiva para o fogo vem:

$$b_{ef} = b - 2 \times d_{ef} = 0,044m$$

$$h_{ef} = h - d_{ef} = 0,172m$$

As verificações necessárias são as relativas ao estado limite último.

i) Verificação à flexão simples (ELU)

Tendo em conta os esforços considerados em situação de incêndio e a secção efetiva da viga, a tensão de flexão atuante em situação de incêndio vem como:

$$I = \frac{b_{ef} \times h_{ef}^3}{12} = 1,87 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{M_y}{I_z} \cdot \frac{h}{2} = 23,75 MPa$$

A resistência é dada por:

$$f_{20} = k_{fi} \times f_{m,k} = 27,6 MPa$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} = 27,6 MPa$$

Logo

$$\frac{\sigma_{m,d,fi}}{f_{m,d,fi}} = 0,861 \quad (\text{OK})$$

Verificam-se os critérios de dimensionamento à flexão simples.

ii) Verificação ao corte (ELU)

A tensão de corte é dado por:

$$b_{ef,c} = 0,67 \times b_{ef} = 0,029m$$

$$\tau_{sd} = 1,5 \frac{V_z}{b_{ef,c} \times h_{ef}} = 1,46 MPa$$

A resistência ao corte em situação de incêndio é dada por:

$$f_{v,fi} = k_{fi} \times f_{v,k} = 3,1 MPa$$

Logo

$$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,fi}} = 0,47 \text{ (OK)}$$

Verificam-se os critérios de dimensionamento ao corte.

Uma vez que a situação de incêndio não é condicionante, não é necessário alterar a secção da viga que foi dimensionada para condições normais.

6.4.1.2 Vigas 2,3 e 4

Para proceder ao dimensionamento das vigas 2,3 e 4 foi utilizado o software ROBOT ([8]) para determinar os esforços nos diferentes elementos. As escadas de acesso ao piso -1 estão também representadas uma vez que têm influência na distribuição dos esforços, Figura 6.3.

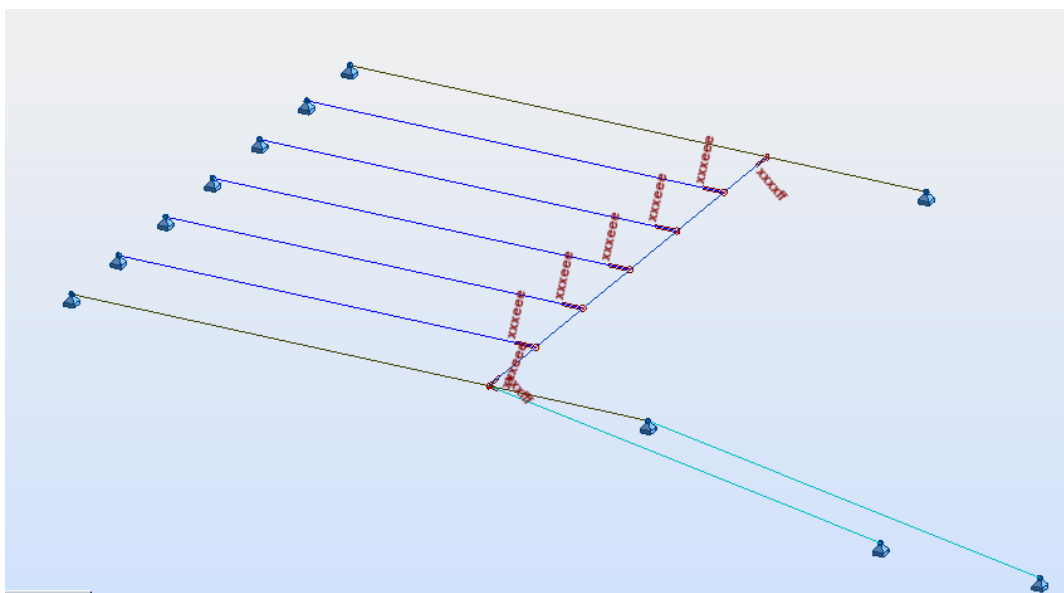


Figura 6.3 - Modelação em ROBOT – Piso 0

Para os elementos em questão foram consideradas as cargas do Quadro 6.9.

Quadro 6.9 - Cargas permanentes e sobrecarga no conjunto de vigas - Piso 0

Viga	Largura de influência [m]	Comprimento da viga [m]	Gk [kN/m] ¹	Qk [kN/m]
2 ²	0,6	3,8	0,170	2,4
3 ³	0,0	3,55	0,0	0,0
4 ⁴	0,6	3,7	0,223	2,4
Vigas secundárias	0,6	2,75	0,170	2,4
Escadas ⁵	0,5	5,88	0,042	2

Foram consideradas a combinação fundamental para verificação ao ELU e a combinação quase-permanente para verificação ELS.

Após algumas iterações, as dimensões das seções estabilizaram nos valores indicados na Figura 6.4.

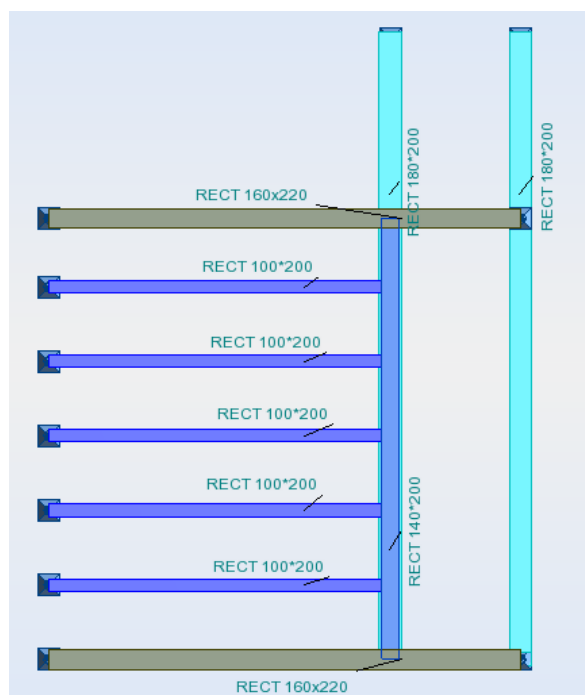


Figura 6.4 - Seções das vigas em mm - vista em planta - Piso 0

¹ O peso próprio de cada elemento é considerado pelo software ROBOT ([8]).

² Viga sob a ação do peso próprio, peso do soalho e do revestimento inferior. Sobrecarga de utilização comercial igual a 4kN/m².

³ Viga sob a ação apenas do peso próprio.

⁴ Viga sob a ação das mesmas cargas da viga 2 a juntar ao peso da parede divisória.

⁵ Viga de escadas sob a ação do peso próprio e revestimento em madeira com peso igual a 0,084kN/m² e sobrecarga de utilização de 4kN/m².

De notar que as vigas secundárias mantêm a mesma secção da viga 1 de forma a garantir um pavimento mais uniforme. Com isto, pretende-se dizer que estas vigas estão sobredimensionadas.

O cálculo das pernas das escadas foi feito de forma idêntica ao das vigas, obtendo-se as secções consideradas na figura anterior. Os esforços relevantes nos elementos em estudo são apresentados no Quadro 6.10.

Quadro 6.10 – Esforços máximos nas vigas 2, 3 e 4 - Piso 0 (ELU)

Viga	My [kN/m]	Mz [kN/m]	Vz [kN/m]	Vy[kN]	N [kN]
2	16	5,9	17,43	5,6	PR ⁶
3	14,5	PR	13,9	0,0	7,72 ⁷
4	16,5	5,865	17,9	5,6	PR

- Verificações Viga 2

i) Verificação à flexão desviada (ELU)

É necessário verificar as condições (4.11) e (4.12).

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

A tensão de flexão segundo y é dada por:

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,16 \times 0,22^3}{12} = 1,42 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{I_y} \times \frac{h}{2} = 12,42 MPa$$

A resistência à flexão é dada por:

$$k_h = \min \left\{ \frac{600^{0.1}}{h}, 1.1 \right\} = 1,1$$

⁶ PR – Pouco relevante. Cargas cujo valor é demasiado pequeno para ter em conta ou inexistente.

⁷ Tração

$$f_{m,d,y} = k_{sys} \cdot k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 18,6 MPa$$

Em que $f_{m,d,y}$ é igual a $f_{m,d,z}$.

A tensão de flexão segundo z é dada por:

$$I_z = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0,22 \times 0,16^3}{12} = 7,509 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{I_z} \times \frac{b}{2} = 6,17 MPa$$

O valor de k_m é igual a 0,7 para seções retangulares logo vem:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,8$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,9$$

Verificam-se os critérios de dimensionamento à flexão desviada.

ii) Verificação ao corte (ELU)

Quadro 6.11 - Verificação ao corte - Viga 2

$\tau_{sd,z}$ [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	Verificação
1,109	1,901	0,58	OK

Observando os valores do Quadro 6.11, a secção escolhida verifica os critérios de dimensionamento ao corte.

iii) Verificação à compressão perpendicular ao fio

A verificação dos critérios de dimensionamento à compressão perpendicular ao fio é apresentada no Quadro 6.12.

Quadro 6.12 - Verificação dos critérios de dimensionamento à compressão perpendicular ao fio - Viga 2

$\sigma_{c,90,d}$ [MPa]	$f_{c,90,d}$ [MPa]	l [m]	$k_{c,90}$	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \times f_{c,90,d}}$	Verificação
1,089	1,901	0,1	1	0,573	OK

iv) Verificação da deformação (ELS)

Os valores da deformação instantânea foram obtidos com o software ROBOT e são apresentados no Quadro 6.13.

Quadro 6.13 - Deformação instantânea na direção z - Viga 2

$u_{inst,G,z}$ [mm]	$u_{inst,Q,z}$ [mm]	$u_{inst,fin,z}$ [mm]	$u_{inst,máx,z}$ [mm]	Rácio	Verificação
0,89	7,77	8,66	12,67	0,683	OK

A deformação final é dada por:

$$u_{fin,G,z} = u_{inst,z,G}(1 + k_{def}) = 1,44mm$$

$$u_{fin,Q,1,z} = u_{inst,Q,1,z}(1 + \psi_{2,1}k_{def}) = 10,55mm$$

$$u_{fin,z} = u_{fin,G,z} + u_{fin,Q,1,z} = 11,99mm$$

Em que a deformação máxima permitida é

$$u_{fin,máx,z} = \frac{L}{200} = 19mm$$

$$\frac{u_{fin,z}}{u_{fin,máx,z}} = 0,631 \quad (OK)$$

Verifica os critérios regulamentares para a deformação final.

v) Verificação à vibração (ELS)

A verificação da vibração segue o mesmo método apresentado para a viga 1 e os valores relativos aos diferentes parâmetros são apresentados no Quadro 6.14.

Quadro 6.14 – Verificação à vibração – Viga 2

$(EI)_L$ [Nm ² /m]	m [kg/m ²]	f_1 [Hz]	w [mm]	a [mm/kN]	$\frac{w}{a}$	Verificação
3293781,3	111,96	18,66	0,1847	1,5	0,123	OK

EI_B [Nm ² /m]	n_{40}	v [m/(Ns ⁻²)]	b	$b^{(f_1\zeta-1)}$ [m/(Ns ⁻²)]	$\frac{v}{b^{(f_1\zeta-1)}}$	Verificação
7986	21,23	0,009	100	0,024	0,388	OK

vi) Verificação ao fogo

O processo para verificação ao fogo é o mesmo que foi descrito detalhadamente para a viga 1. Para a determinação dos esforços nos elementos foi aplicado na estrutura o correspondente a 60% de carga da combinação fundamental. Os valores dos esforços relativos à viga 2 a considerar em situação de incêndio são apresentados no Quadro 6.15.

Quadro 6.15 - Esforços na viga em situação de incêndio - Viga 2

M_y [kN/m]	M_x [kN/m]	V_z [kN]	V_y [kN]
9,6	3,56	10,46	3,34

Os valores para determinação da secção efetiva vêm no Quadro 6.16 e as verificações necessárias no Quadro 6.17.

Quadro 6.16 - Valores para a secção efetiva ao fogo - Viga 2

Parâmetros necessários					Secção efetiva	
t [min]	β_n [mm/min]	$d_{char,n}$ [mm]	d_0 [mm]	d_{ef} [mm]	b [m]	h [m]
30	0,7	21	7	28	0,104	0,192

Quadro 6.17 - Verificação dos critérios de dimensionamento em situação de incêndio - Viga 2

Verificação à flexão desviada								
$I_{y,fi}$ [m ⁴]	$I_{z,fi}$ [m ⁴]	$\sigma_{m,d,y,fi}$ [MPa]	$\sigma_{m,d,z,fi}$ [MPa]	$f_{m,d,y,fi}$ [MPa]	$f_{m,d,z,fi}$ [MPa]	k_m	Rácio	Verif.
6×10^{-5}	2×10^{-5}	15,02	10,28	27,6	27,6	0,7	0,805	OK

Verificação ao corte			
$\tau_{sd,z,fi}$ [MPa]	$f_{v,d,fi}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd,z,fi}}{f_{v,d,fi}}$	Verificação
1,173	3,105	0,38	OK

- Verificações Viga 3

Para a viga 3 não é feita a verificação à vibração. Considera-se que o comportamento à vibração desta zona do pavimento é regulado pelas vigas 2 e 4. As restantes verificações são apresentadas nos pontos seguintes

i) Verificação à flexão composta com tração paralela ao fio

Uma vez que a viga apresenta um esforço de tração combinado com momento é necessário verificar a seguinte condição:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Esta expressão é uma simplificação da expressão (4.51), devido à inexistência de momento fletor na direção z.

A tensão atuante de tração é dada por:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{772}{140 \times 200} = 0,276 MPa$$

A tensão de flexão é igual a:

$$I_y = \frac{0,14 \times 0,20^3}{12} = 9,33 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{m,y,d} = \left(\frac{14,5}{9,33 \times 10^{-5}} \times \frac{0,2}{2} \right) / 1000 = 15,536 MPa$$

Por sua vez a resistência à tração é dada por:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \times \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 10,56 MPa$$

A resistência à flexão foi já determinada anteriormente e é igual a:

$$f_{m,d,y} = 18,6 MPa$$

Por fim temos:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,862 \quad (OK)$$

Verificam-se os critérios de dimensionamento à flexão composta com tração.

ii) Verificação ao corte (ELU)

Quadro 6.18 - Verificação ao corte - Viga 3

$\tau_{sd,z}$ [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	Verificação
1,11	1,90	0,58	OK

iii) Verificação da deformação

Os valores da deformação foram retirados do ROBOT com recurso à ferramenta de dimensionamento em madeira. Os valores relativos a deformação instantânea e deformação final são apresentadas no Quadro 6.19 e Quadro 6.20, respetivamente.

Quadro 6.19 - Verificação da deformação instantânea - Viga 3

$u_{inst,f}$ [mm]	$u_{inst,máx}$ [mm]	$\frac{u_{inst,f}}{u_{inst,máx}}$	Verificação
9,03	11,83	0,763	OK

Quadro 6.20 - Verificação da deformação final - Viga 3

u_{fin} [mm]	$u_{fin,max}$ [mm]	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}}$	Verificação
13,00	17,75	0,732	OK

iv) Verificação ao fogo

Os esforços considerados para a situação de incêndio são os apresentados no Quadro 6.21.

Quadro 6.21 - Esforços na viga em situação de incêndio - Viga 3

My [kN/m]	Vz [kN]	N [kN]
8,7	8,34	4,63

Os valores para a secção efetiva da viga 3 são os do Quadro 6.22.

Quadro 6.22 - Dimensões da secção efetiva ao fogo da viga 3

t [min]	d _{ef} [mm]	Secção efetiva	
		b [m]	h [m]
30	28	0,104	0,192

Por fim as verificações dos critérios de dimensionamento são apresentadas no Quadro 6.23.

Quadro 6.23 - Verificação dos critérios de dimensionamento em situação de incêndio - Viga 3

Verificação composta com tração paralela ao fio								
$I_{y,fi}$ [m ⁴]	$I_{z,fi}$ [m ⁴]	$\sigma_{m,d,y,fi}$ [MPa]	$\sigma_{t,0,d,fi}$ [MPa]	$f_{m,d,y,fi}$ [MPa]	$f_{t,0,d,fi}$ [MPa]	k_m	Rácio	Verif.
4x10 ⁻⁵	1x10 ⁻⁵	21,01	0,32	27,6	18,98	0,7	0,78	OK
Verificação ao corte								
$\tau_{sd,z,fi}$ [MPa]		$f_{v,d,fi}$ [MPa]		$\frac{\tau_{sd,fi}}{f_{v,d,fi}}$		Verificação		
1,29		3,10		0,42		OK		

- Verificações Viga 4

Uma vez que os esforços na viga 4 são em tudo semelhantes aos da viga 2, as verificações feitas para esta são válidas para a viga 4. Logo a secção final deste elemento é de 160x220mm como é visível na planta estrutural na Figura 6.4. De notar a colocação de tarugos com seção igual à viga 1, aproximadamente a meio vão, para melhor comportamento do pavimento funcionando em conjunto com o vigamento principal, permitindo uma melhor distribuição dos esforços e redução de risco de bambeamento. Vigas com a mesma secção são colocadas junto à parede de fachada e parede posterior, com o objetivo de permitir uma boa ligação do soalho, e assim melhorar o comportamento global do pavimento. Esta medida é seguida também nos restantes pisos.

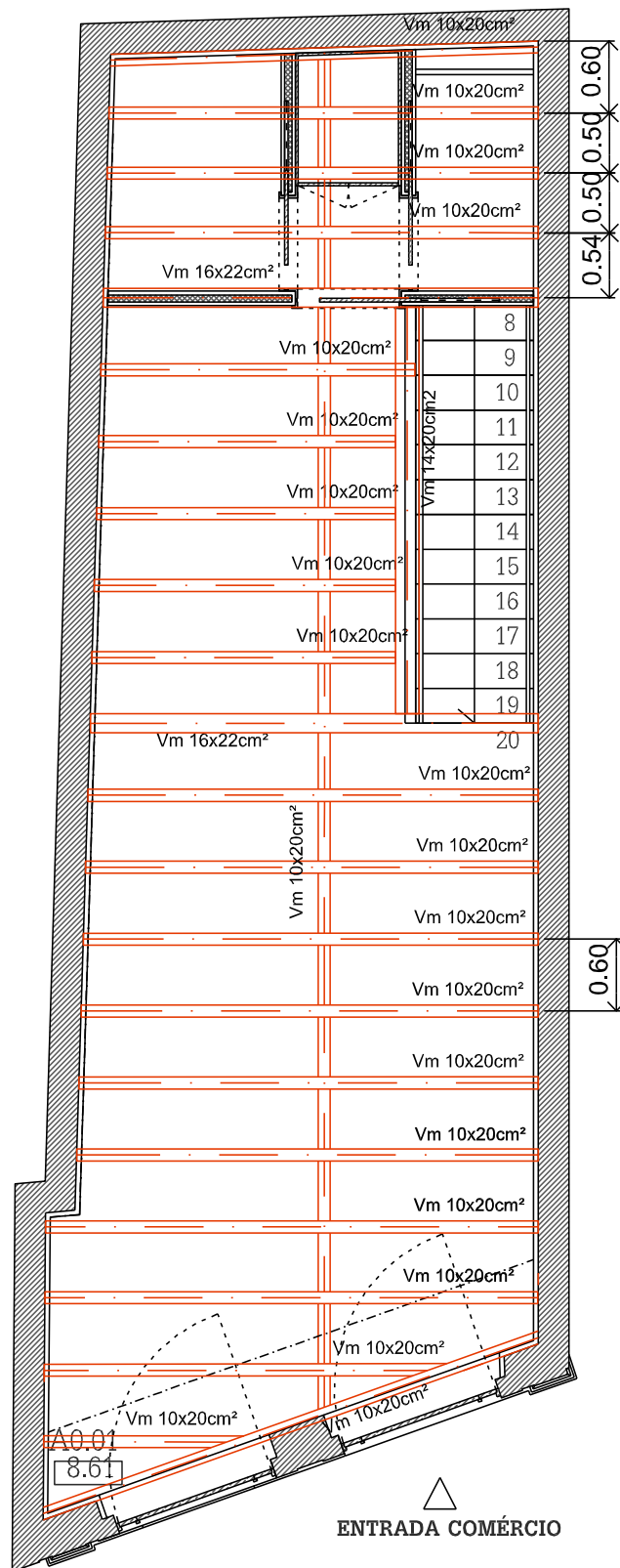


Figura 6.5 - Planta estrutural do Piso 0

6.4.2 Piso 1

Para o piso 1, 2 e 3 os parâmetros utilizados são similares aos referidos para o piso 0. No entanto, e de acordo com o EC1 (CEN, 2002b), é diferente o valor da sobrecarga e são diferentes os valores dos coeficientes de sobrecarga. Os valores para os coeficientes de sobrecargas são apresentados no Quadro 6.24.

Quadro 6.24 - Coeficientes de sobrecarga para habitação

Coeficientes sobrecarga (Zona Habitacional)	
ψ_0	0,7
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3

A configuração do vigamento adotado para o piso 1 e as vigas a analisar é apresentado na Figura 6.6. Foram escolhidas as vigas em questão pelos condicionalismos que estas apresentam na configuração do pavimento. A viga 5, por ser a de maior comprimento, condiciona a maioria das vigas nas mesmas condições de carregamento. Assim, será esta que regulará a seção a adotar para a maior parte do pavimento. A viga 6 é analisada uma vez que se encontra na proximidade da banheira, que em casos particulares, pode representar uma carga acentuada a atuar no pavimento, como por exemplo, quando esta está cheia de água. A viga 7 é também analisada por se encontrar numa área com parede divisória e junto do arranque das escadas de acesso ao piso superior. A análise deste piso resume-se à análise de vigas simplesmente apoiadas sujeitas a carregamentos diferentes. Assim sendo, as verificações dos critérios de dimensionamento seguem o mesmo cálculo feito para a Viga 1 do piso 0 e são apresentados sob a forma de quadros. As cargas consideradas são apresentadas no Quadro 6.25.

Quadro 6.25 - Valores para as cargas a atuar no piso 1

Ações	
Permanentes	
Peso próprio das vigas (GL24h)	3,8 [kN/m ³]
Soalho (C18)	3,8 [kN/m ³]
Revestimento VIROC	0,257 [kN/m ²]
Divisórias (Pladur)	0,52 [kN/m ²]
Teto falso + isolamento (lã de rocha)	0,2 [kN/m ²]
Banheira (Cheia)	2,3 [kN/m ²]
Sobrecarga	
Categoria A - Pavimentos (Quadro 4.1)	2 [kN/m ²]

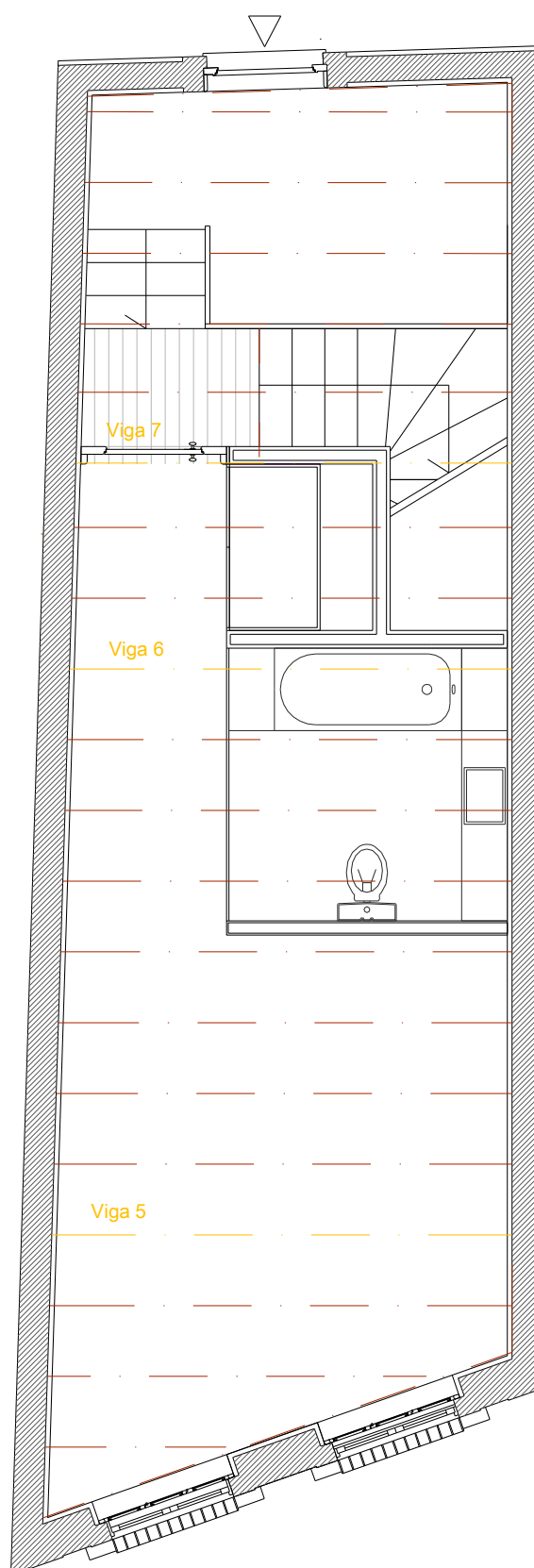


Figura 6.6 - Configuração do pavimento do piso 1

6.4.2.1 Viga 5

Definiu-se a Viga 5 com as seguintes características:

Quadro 6.8 - Características Viga 5

Secção			Espaçamento entre vigas (l_{inf}) [m]	Comprimento (l) [m]	Material
Base [m]	Altura [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]			
0,1	0,16	$3,41 \times 10^{-5}$	0,6	3,95	GL24h

- Ações

Quadro 6.9 – Pesos próprios dos elementos do pavimento do piso 1

Elemento		Carga
Peso próprio da viga (pp_{viga})	[kN/m]	0,0608
Soalho		
Espessura	[m]	0,022
Peso próprio do soalho (pp_{soalho})	[kN/m ²]	0,084
Forro (pp_{forro})	[kN/m ²]	0,2
Sobrecarga de utilização	[kN/m ²]	2

- Cargas permanentes, sobrecarga e combinações de ações

Quadro 6.26 - Cargas permanentes, sobrecargas e combinação de ações - Viga 5

G_k [kN/m]	Q_k [kN/m]	F_d [kN/m]	$F_{dutilização}$ [kN/m]
0,231	1,2	2,11	0,59

- Esforços na estrutura resultante das cargas aplicadas

Para vigas simplesmente apoiadas temos:

$$M_y = \frac{F_d l^2}{8} = 4,12 \text{ kN.m}$$

$$V_y = \frac{F_d * l}{2} = 4,17 \text{ kN}$$

- Verificações

i) Verificação à flexão simples (ELU)

Os valores para verificação dos critérios de dimensionamento à flexão simples são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.27 - Verificação à flexão simples - Viga 5

k_h	f_{md} [MPa]	σ_{md} [MPa]	$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	Verificação
1,1	18,586	9,653	0,519	OK

ii) Verificação ao corte (ELU)

Os valores para verificação dos critérios de dimensionamento ao corte são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.28 - Verificação ao corte - Viga 5

τ_{sd} [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	Verificação
0,584	1,728	0,34	OK

iii) Verificação da deformação (ELS)

Os valores para verificação das normas regulamentares para deformação são apresentados nos quadros Quadro 6.29 Quadro 6.30.

Quadro 6.29 - Verificação da deformação instantânea - Viga 5

$u_{inst,G}$ [mm]	$u_{inst,Q}$ [mm]	$u_{inst,f}$ [mm]	$u_{inst,m\acute{a}x}$ [mm]	$\frac{u_{inst,f}}{u_{inst,m\acute{a}x}}$	Verificação
1,85	9,61	11,46	13,17	0,870	OK

Quadro 6.30 - Verificação da deformação final - Viga 5

$u_{fin,G}$ [mm]	$u_{fin,Q,1}$ [mm]	u_{fin} [mm]	$u_{fin,max}$ [mm]	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}}$	Verificação
2,96	11,34	14,29	19,75	0,724	OK

iv) Verificação à vibração (ELS)

Os valores para verificação das normas regulamentares para deformação são apresentados no Quadro 6.31.

Quadro 6.31 – Verificação à vibração – Viga 5

$(EI)_L$ [Nm ² /m]	m [kg/m ²]	f_1 [Hz]	w [mm]	$\frac{w}{a}$	Verificação
791893,33	89,16	9,49	0,8362	0,557	OK

EI_B [Nm ² /m]	n_{40}	v [m/(Ns ⁻²)]	$b^{(f_1\zeta-1)}$ [m/(Ns ⁻²)]	$\frac{v}{b^{(f_1\zeta-1)}}$	Verificação
7986	21,02	0,011	0,015	0,704	OK

6.4.2.2 Viga 6

As características da viga 6 são definidas no Quadro 6.32.

Quadro 6.32 - Características Viga 6

Secção			Espaçamento entre vigas (l_{inf}) [m]	Comprimento (l) [m]	Material
Base [m]	Altura [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]			
0,12	0,16	$4,09 \times 10^{-5}$	0,6	3,8	GL24h

- Ações

Quadro 6.33 - Pesos próprios dos elementos do pavimento

Elemento	Carga
Peso próprio da viga (pp_{viga})	[kN/m] 0,0684
Viroc	
Espessura	[m] 0,019
Peso próprio do viroc (pp_{viroc})	[kN/m ²] 0,257
Forro (pp_{forro})	[kN/m ²] 0,2
Banheira	[kN/m ²] 2,226
Divisória Pladur	[kN/m ²] 0,5

- Cargas permanentes, sobrecarga e combinações de ações

Quadro 6.34 - Cargas permanentes, sobrecargas e combinação de ações - Viga 6

G_k [kN/m]	Q_k [kN/m]	F_d [kN/m]	$F_{dutilização}$ [kN/m]
1,067	1,2	3,24	1,43

- Esforços na estrutura resultantes das cargas aplicadas

Para vigas simplesmente apoiadas temos:

$$M_y = \frac{F_d l^2}{8} = 5,85 \text{ kN.m}$$

$$V_y = \frac{F_d * l}{2} = 6,16 \text{ kN}$$

- Verificações

i) Verificação à flexão simples (ELU)

Os valores para verificação dos critérios de dimensionamento à flexão simples são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.35 - Verificação à flexão simples - Viga 6

k_h	f_{md} [MPa]	σ_{md} [MPa]	$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	Verificação
1,1	18,586	11,426	0,615	OK

ii) Verificação ao corte (ELU)

Os valores para verificação dos critérios de dimensionamento ao corte são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.36 - Verificação ao corte - Viga 6

τ_{sd} [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	Verificação
0,718	1,728	0,44	OK

iii) Verificação da deformação (ELS)

Os valores para verificação das normas regulamentares para deformação são apresentados no Quadro 6.37 e Quadro 6.38.

Quadro 6.37 - Verificação da deformação instantânea - Viga 6

$u_{inst,G}$ [mm]	$u_{inst,Q}$ [mm]	$u_{inst,f}$ [mm]	$u_{inst,m\acute{a}x}$ [mm]	$\frac{u_{inst,f}}{u_{inst,m\acute{a}x}}$	Verificação
6,10	6,86	12,96	13,17	0,98	OK

Quadro 6.38 - Verificação da deformação final - Viga 6

$u_{fin,G}$ [mm]	$u_{fin,Q,1}$ [mm]	u_{fin} [mm]	$u_{fin,max}$ [mm]	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}}$	Verificação
9,76	8,09	17,85	19,75	0,9	OK

iv) Verificação à vibração

Considera-se como valor representativo uma massa para a banheira de 50kg/m^2 , situação em que esta se encontra vazia, sendo esta a massa a usar no cálculo da vibração, por ser a situação usual de carga no pavimento.

Os valores relativos à verificação dos critérios de dimensionamento são apresentados no Quadro 6.39.

Quadro 6.39 - Verificação à vibração - Viga 6

$(EI)_L$ [Nm^2/m]	m [kg/m^2]	f_1 [Hz]	w/F [mm]	$\frac{w/F}{a}$	Verificação
950272	156,5	8,48	0,62	0,415	OK

EI_B [Nm^2/m]	n_{40}	v [$\text{m}/(\text{Ns}^{-2})$]	$b^{(f_1\zeta-1)}$ [$\text{m}/(\text{Ns}^{-2})$]	$\frac{v}{b^{(f_1\zeta-1)}}$	Verificação
3429,5	29,97	0,0093	0,01477	0,62	OK

Para a verificação à vibração é considerado uma outra situação. É considerado para além dos elementos do pavimento, nomeadamente a massa da viga, do soalho e revestimento inferior, é considerado também a massa da banheira na situação crítica, em que esta se encontra cheia. Os valores para determinar a frequência bem como a frequência natural são apresentados no Quadro 6.40.

Quadro 6.40 - Frequência natural da viga 6 com banheira cheia

$(EI)_L$ [Nm^2/m]	m [kg/m^2]	f_1 [Hz]
950272	222,60	5,85

Como é referido no ponto 4.1.5.2, para verificação da vibração segundo o EC5 é condição necessária que a frequência natural seja inferior a 8Hz, não sendo o caso. Como se trata de um caso particular e muito pontual, o valor obtido não trará problemas e estudos mais complexos não são necessários.

6.4.2.3 Viga 7

Definiu-se a Viga 7 com as características apresentadas no Quadro 6.41 após algumas iterações.

Quadro 6.41 - Característica Viga 7

Secção			Espaçamento entre vigas (l_{inf}) [m]	Comprimento (l) [m]	Material
Base [m]	Altura [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]			
0,1	0,16	$3,41 \times 10^{-5}$	0,6	3,73	GL24h

- Ações

Quadro 6.42 - Pesos próprios dos elementos do pavimento

Elemento	Carga	
Peso próprio da viga (pp_{viga})	[kN/m]	0,0684
Soalho		
Espessura	[m]	0,022
Peso próprio do soalho (pp_{soalho})	[kN/m ²]	0,0836
Forro (pp_{forro})	[kN/m ²]	0,2
Divisória Pladur	[kN/m ²]	0,5

- Cargas permanentes, sobrecarga e combinações de ações

Quadro 6.43 - Cargas permanentes, sobrecarga e combinação de ações – Viga 7

G_k [kN/m]	Q_k [kN/m]	F_d [kN/m]	$F_{dutilização}$ [kN/m]
0,283	1,2	2,18	0,64

- Esforços na estrutura resultante das cargas aplicadas

Para vigas simplesmente apoiadas temos:

$$M_y = \frac{F_d l^2}{8} = 3,80 \text{ kN.m}$$

$$V_y = \frac{F_d * l}{2} = 4,07 \text{ kN}$$

- Verificações

i) Verificação à flexão simples (ELU)

Os valores para verificação dos critérios de dimensionamento à flexão simples são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.44 - Verificação à flexão simples - Viga 7

k_h	f_{md} [MPa]	σ_{md} [MPa]	$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	Verificação
1,1	18,586	8,897	0,479	OK

ii) Verificação ao corte (ELU)

Os valores para verificação dos critérios de dimensionamento ao corte são apresentados no Quadro 6.45.

Quadro 6.45 - Verificação ao corte - Viga 7

τ_{sd} [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	Verificação
0,57	1,728	0,33	OK

iii) Verificação da deformação (ELS)

Os valores para verificação das normas regulamentares para deformação são apresentados no Quadro 6.46 e Quadro 6.47.

Quadro 6.46 - Verificação da deformação instantânea - Viga 7

$u_{inst,G}$ [mm]	$u_{inst,Q}$ [mm]	$u_{inst,f}$ [mm]	$u_{inst,m\acute{a}x}$ [mm]	$\frac{u_{inst,f}}{u_{inst,m\acute{a}x}}$	Verificação
1,80	7,64	9,44	13,17	0,717	OK

Quadro 6.47 - Verificação da deformação final - Viga 7

$u_{fin,G}$ [mm]	$u_{fin,Q,1}$ [mm]	u_{fin} [mm]	$u_{fin,m\acute{a}x}$ [mm]	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,m\acute{a}x}}$	Verificação
2,89	9,01	11,90	19,75	0,603	OK

iv) Verificação à vibração

Os valores para verificação das normas regulamentares para vibração são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 6.48 - Verificação à vibração - Viga 7

$(EI)_L$ [Nm ² /m]	m [kg/m ²]	f_1 [Hz]	w [mm]	$\frac{w}{a}$	Verificação
791893,33	139,16	8,52	0,7068	0,471	OK
EI_B [Nm ² /m]	n_{40}	v [m/(Ns ⁻²)]	$b^{(f^{1,5}-1)}$ [m/(Ns ⁻²)]	$\frac{v}{b^{(f^{1,5}-1)}}$	Verificação
7986	23,56	0,0084	0,0148	0,565	OK

A planta estrutural para o piso 1 é apresentada na Figura 6.7. Na figura pode observar-se a colocação de tarugos aproximadamente a meio vão com a mesma secção da viga 5. Na zona da casa de banho, de forma conservadora optou-se por colocar todas as vigas nesta área com a mesma secção da viga 6.

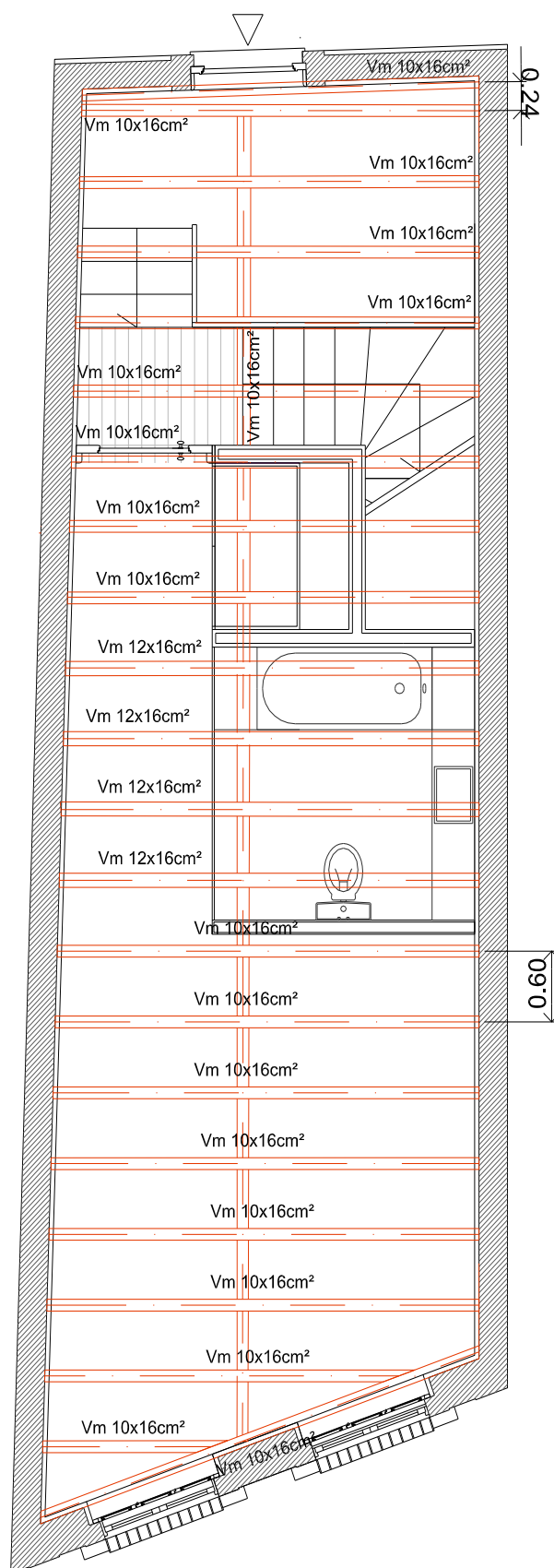


Figura 6.7 - Planta estrutural do piso 1

6.4.3 Piso 2

Este piso também destinado a habitação, segue as mesmas normas do piso 1. A configuração do pavimento é apresentada na Figura 6.8. Por sua vez, as cargas a considerar podem ser visualizadas no Quadro 6.49.

Quadro 6.49 - Cargas para o piso 2

Ações	
Permanentes	
Peso próprio das vigas (GL24h)	3,8 [kN/m ³]
Soalho (C18)	3,8 [kN/m ³]
Revestimento VIROC	0,257 [kN/m ²]
Divisórias (Pladur)	0,52 [kN/m ²]
Teto falso + isolamento (lã de rocha)	0,2 [kN/m ²]
Mobiliário Cozinha	1 [kN/m ²]
Sobrecarga	
Categoria A - Pavimentos (Quadro 4.1)	2 [kN/m ²]

Como se vê no quadro anterior é assumido para o mobiliário de cozinha, junto à parede posterior do edifício, uma carga de cerca de 100kg/m², sendo que a viga 8 é analisada tendo em conta esta carga. Por sua vez a sobrecarga a aplicar é inferior, considerando-se um valor de 0,5kN/m². Estas considerações são efetuadas de forma a não sobre dimensionar a viga em questão. As vigas 9,10, e 11, tal como no piso 0, são analisadas pela função particular que assumem no sistema estrutural do piso. A secção padrão do piso 2 terá a mesma secção da viga 5, dimensionada para o piso 1, com as dimensões 100x160mm.

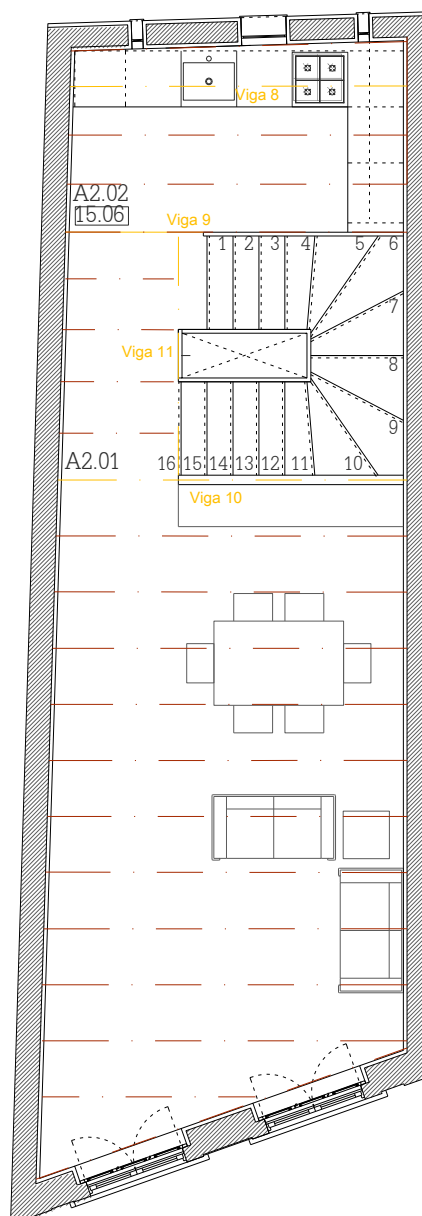


Figura 6.8 - Configuração do piso 2

6.4.3.1 Viga 8 (móveis cozinha)

Definiu-se a Viga 8 com as seguintes características após algumas iterações:

Quadro 6.8 - Características Viga 8

Secção			Espaçamento entre vigas (l_{inf}) [m]	Comprimento (l) [m]	Material
Base [m]	Altura [m]	Inércia (I_y) [m ⁴]			
0,10	0,16	$4,09 \times 10^{-5}$	0,6	3,64	GL24h

- Ações

Quadro 6.9 – Pesos próprios dos elementos do pavimento

Elemento		Carga
Peso próprio da viga (pp_{viga})	[kN/m]	0,072
Viroc		
Espessura	[m]	0,019
Peso próprio do Viroc	[kN/m ²]	0,257
Mobiliário Cozinha	[kN/m ²]	1
Forro	[kN/m ²]	0,2

- Cargas permanentes, sobrecarga e combinações de ações

Quadro 6.50 - Cargas permanentes, sobrecarga e combinação de ações - Viga 8

G_k [kN/m]	Q_k [kN/m]	F_d [kN/m]	$F_{dutilização}$ [kN/m]
0,935	0,3	1,71	1,03

- Esforços na estrutura resultante das cargas aplicadas

Para vigas simplesmente apoiadas temos:

$$M_y = \frac{F_d l^2}{8} = 2,84 \text{ kN.m}$$

$$V_y = \frac{F_d * l}{2} = 5,8 \text{ kN}$$

- Verificações

i) Verificação à flexão simples (ELU)

Quadro 6.51 - Verificação à flexão simples - Viga 8

k_h	f_{md} [MPa]	σ_{md} [MPa]	$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	Verificação
1,1	18,586	6,65	0,36	OK

ii) Verificação ao corte (ELU)

Quadro 6.52 - Verificação ao corte - Viga 8

τ_{sd} [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	Verificação
0,81	1,728	0,47	OK

iii) Verificação da deformação (ELS)

Quadro 6.53 - Verificação da deformação instantânea - Viga 8

$u_{inst,G}$ [mm]	$u_{inst,Q}$ [mm]	$u_{inst,f}$ [mm]	$u_{inst,m\acute{a}x}$ [mm]	$\frac{u_{inst,f}}{u_{inst,m\acute{a}x}}$	Verificação
5,4	1,73	7,13	12,13	0,59	OK

Quadro 6.54 - Verificação da deformação final - Viga 8

$u_{fin,G}$ [mm]	$u_{fin,Q,1}$ [mm]	u_{fin} [mm]	$u_{fin,max}$ [mm]	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}}$	Verificação
8,64	2,04	10,68	18,20	0,59	OK

iv) Verificação à vibração

Quadro 6.55 - Verificação à vibração - Viga 8

$(EI)_L$ [Nm ² /m]	m [kg/m ²]	f_1 [Hz]	w [mm]	$\frac{w}{a}$	Verificação
791893	189,16	7,67	0,66	0,44	OK
EI_B [Nm ² /m]	n_{40}	v [m/(Ns ⁻²)]	$b^{(f_1\zeta-1)}$ [m/(Ns ⁻²)]	$\frac{v}{b^{(f_1\zeta-1)}}$	Verificação
7986	25,45	0,0069	0,0142	0,48	OK

Observando o Quadro 6.55, constata-se que a frequência natural é inferior a 8Hz. Contudo, por simplificação, uma vez que é próximo de 8Hz, efetuaram-se as verificações regulamentares do EC5.

6.4.3.2 Vigas 9,10 e 11

A modelação do conjunto de vigas em análise é apresentada na Figura 6.9.

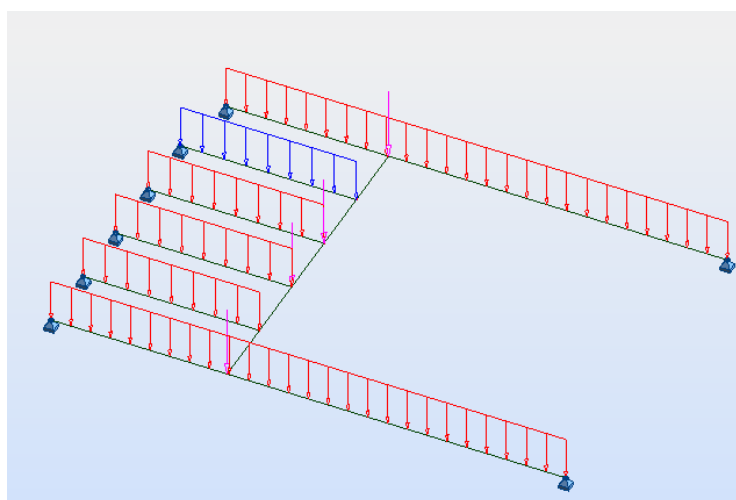


Figura 6.9 - Modelação do conjunto particular do piso 2 no ROBOT

As cargas consideradas são apresentadas no Quadro 6.56. A referir que para consideração das escadas, foram aplicadas cargas verticais concentradas nos nós de encontro das pernas das escadas com a viga 11 com o valor de 1,5kN, tal como representado na Figura 6.9. Este valor advém da sobrecarga de 2kN/m² a considerar nas escadas por largura de influência de 0,5 metros para cada perna.

Quadro 6.56 – Cargas permanentes e sobrecargas no conjunto de vigas

Viga	Largura de influência [m]	Comprimento da viga [m]	Gk [kN/m] ⁸	Qk [kN/m]
9	0,6	3,7	0,274	1,2
10	0,6	3,8	0,170	1,2
11	0,6	3,55	0,0	0,0
Vigas secundárias	0,6	1,30	0,170	1,2

Após algumas iterações as secções ficaram definidas da forma apresentada na Figura 6.10.

Os esforços na estrutura para a combinação fundamental de esforços foram retirados do software ROBOT e são apresentados no Quadro 6.57.

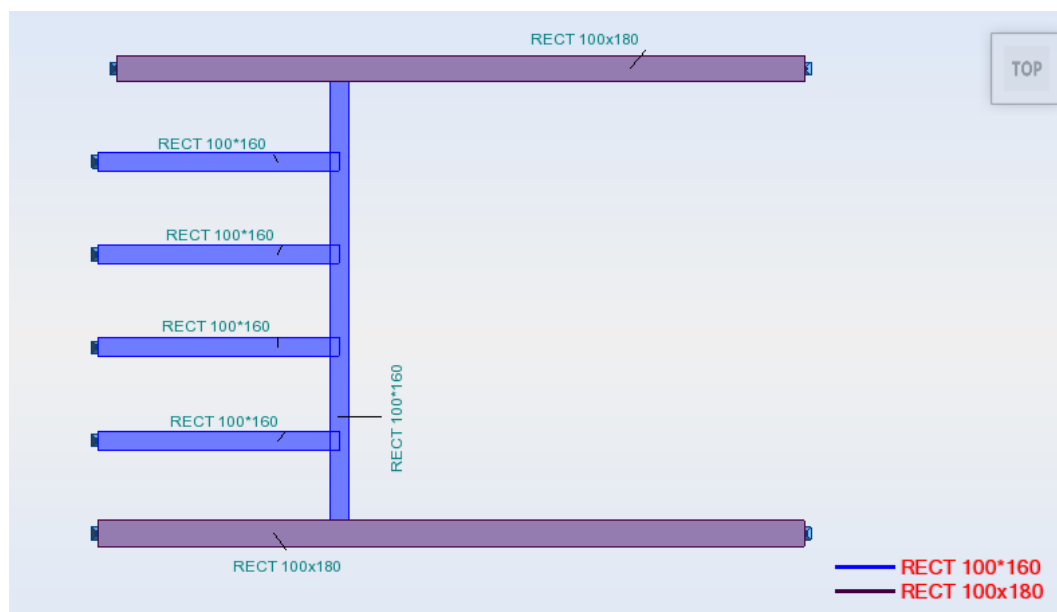


Figura 6.10 - Secções finais das vigas em análise - Piso 2

⁸ O peso próprio de cada elemento é considerado pelo software ROBOT.

Quadro 6.57 - Esforços máximos nas vigas em análise - Piso 2

Viga	My [kN.m]	Vz [kN]
9	9,4	9,02
10	9,8	8,9
11	2,67	3,06

As verificações efetuadas para as 3 vigas em análise são apresentadas resumidamente no quadro seguinte.

Quadro 6.58 - Verificações regulamentares para as vigas 9, 10 e 11

	Verificações ELU			Verificações ELS				
	Flexão simples	Corte	Compressão $\perp$ ao fio	Deformação		Vibração		
	$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}}$	$\frac{u_{inst}}{u_{inst,n}}$	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}}$	f_1 (Hz)	$\frac{w}{F} \leq a$	$\frac{v}{b(f_1 \zeta - 1)}$
Viga 9	0,67	0,42	0,4	0,73	0,72	10,28	OK	0,76
Viga 10	0,62	0,4	0,4	0,77	0,76	12,24	OK	0,66
Viga 11	0,55	0,19	-	0,5	0,55	-	-	-

Feitas todas as verificações regulamentares para o piso 2, a planta estrutural fica definida como na Figura 6.11. A colocação de tarugos tem o mesmo objetivo referenciado para os pisos anteriores.

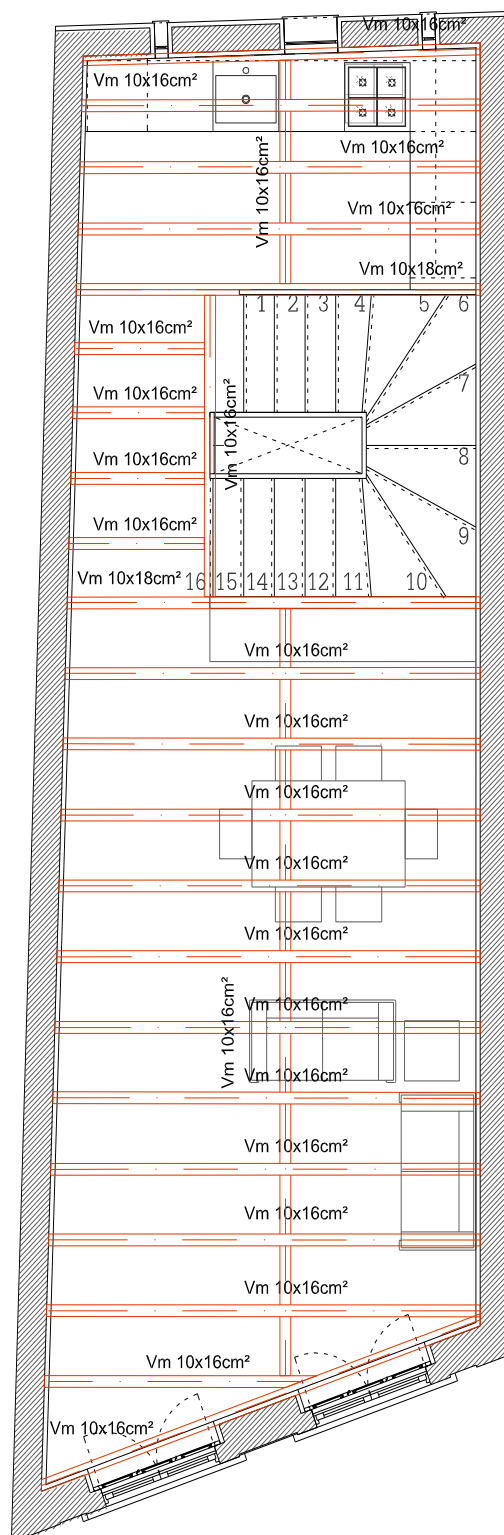


Figura 6.11 - Planta estrutural do Piso 2

6.4.4 PISO 3

O piso 3 é o último piso da habitação e também o mais pequeno. É preconizado apenas um quarto e uma casa de banho. Os elementos a analisar prendem-se com a necessidade de verificar novamente a zona do pavimento junto à banheira e o conjunto de vigas na zona de escadas. As restantes mantêm a secção preconizada como padrão para o piso 2, 100x160mm. As cargas consideradas para o piso 3 vêm no Quadro 6.59.

Quadro 6.59 - Cargas para o piso 3

Ações	
Permanentes	
Peso próprio das vigas (GL24h)	3,8 [kN/m ³]
Soalho (C18)	3,8 [kN/m ³]
Revestimento VIROC	0,257 [kN/m ²]
Divisórias (Pladur)	0,52 [kN/m ²]
Teto falso + isolamento (lã de rocha)	0,2 [kN/m ²]
Banheira	1,5 [kN/m ²]
Sobrecarga	
Categoria A - Pavimentos (Quadro 4.1)	2 [kN/m ²]

A configuração do pavimento no piso 3 pode ser visualizada na Figura 6.12. Observando a configuração neste piso, das vigas 13,14 e 15, assim denominadas na Figura 6.12, verifica-se a semelhança relativa à configuração adotada no piso inferior para o conjunto de vigas 9, 10 e 11. Também para este piso foram aplicadas cargas verticais concentradas nos nós de encontro das pernas das escadas e a viga 15 com o valor 1,5kN.

Quadro 6.60 - Cargas permanentes e sobrecarga no piso 3

Viga	Largura de influência [m]	Comprimento da viga [m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]
12	0,6	3,69	0,627	1,2
13	0,6	3,7	0,562 ⁹	1,2
14	0,6	3,8	0,193	1,2
15	0,0	2,83	0,0	0,0

⁹ As cargas consideradas para a viga 13 integram o peso da banheira. A carga da banheira é determinada considerando que o pavimento faz uma distribuição efetiva dos esforços pelos vários elementos do pavimento.

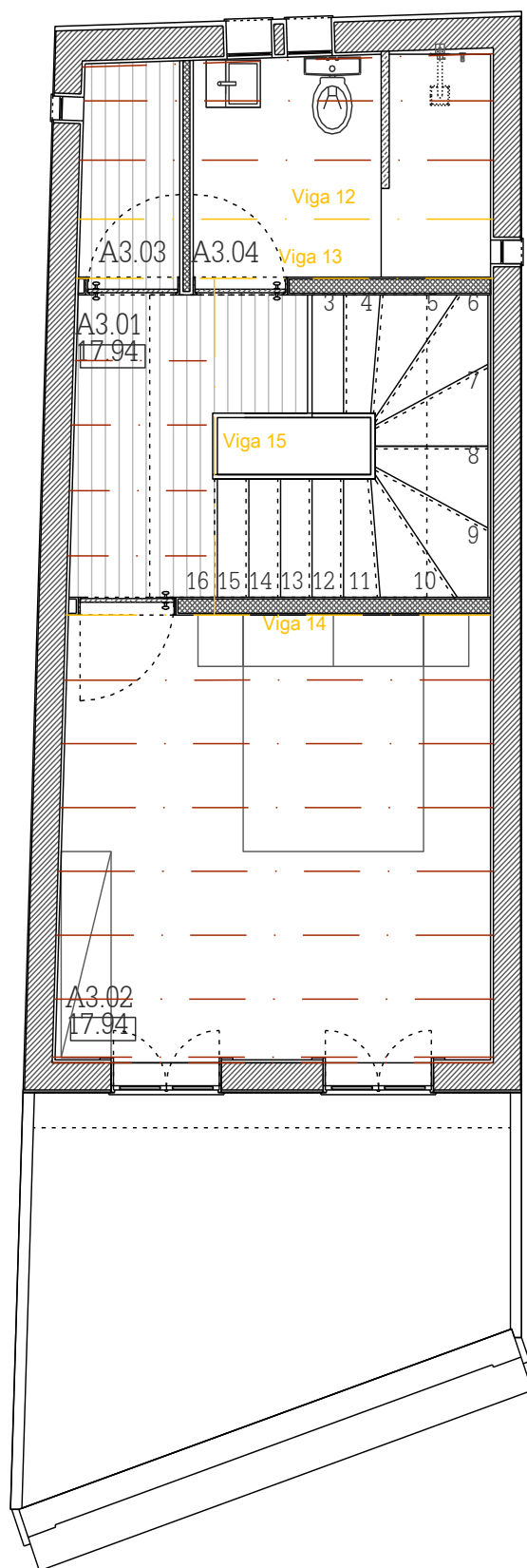


Figura 6.12 - Configuração do pavimento do piso 3

As dimensões definidas para as secções das vigas do piso 3 vêm no Quadro 6.61.

Quadro 6.61 - Dimensões das vigas do piso 3

Viga	b [m]	l [m]	Comprimento[m]
12	0,1	0,16	3,66
13	0,12	0,16	3,7
14	0,1	0,16	3,8
15	0,12	0,16	3,55
Secundárias	0,1	0,16	1,30

De seguida apresenta-se o quadro resumo com as verificações regulamentares das vigas em análise para o piso 3.

Quadro 6.62 - Verificações regulamentares - Piso 3

	Verificações ELU			Verificações ELS				
	Flexão simples	Corte	Compressão $\perp$ ao fio	Deformação		Vibração		
	$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	$\frac{\tau_{sd}}{f_{v,d}}$	$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}}$	$\frac{u_{inst}}{u_{inst,n}}$	$\frac{u_{fin}}{u_{fin,max}}$	f_1 (Hz)	$\frac{w}{F} \leq a$	$\frac{v}{b(f1\zeta-1)}$
Viga 12	0,56	0,39	0,25	0,89	0,78	8,34	OK	0,65
Viga 13	0,71	0,14	0,4	0,8	0,97	9,14	OK	0,63
Viga 14	0,62	0,4	0,4	0,84	0,8	9,27	OK	0,69-
Viga 15	0,27	0,19	--	0,23	0,25	-	-	--

Cumpridas as verificações regulamentares para o piso 3, é apresentado de seguida na Figura 6.13 a planta estrutural com a colocação de tarugos a meio vão, com o mesmo objetivo dos restantes pisos.

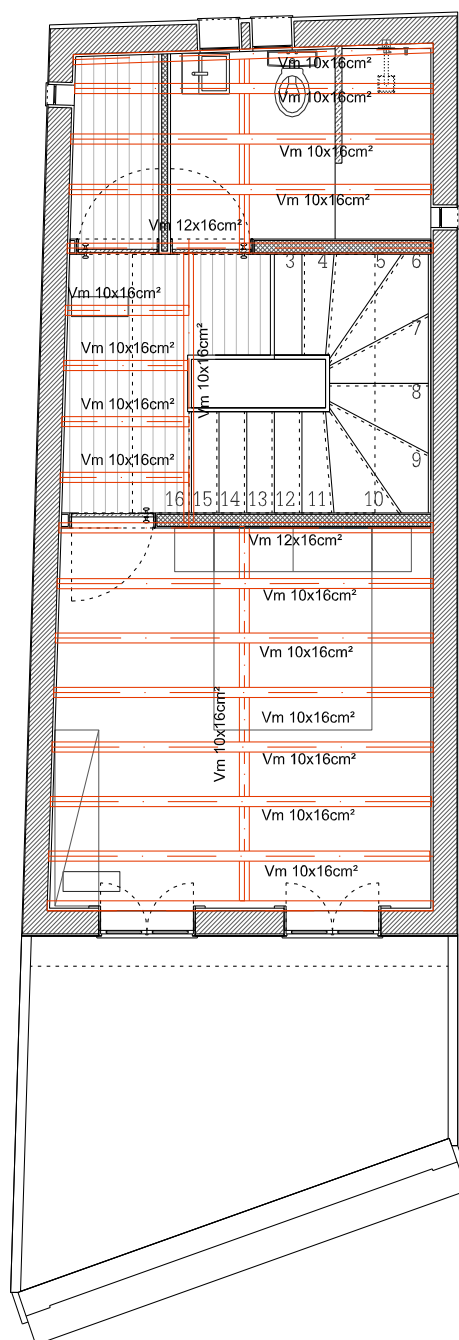


Figura 6.13 - Planta estrutural do piso 3

6.4.5 LIGAÇÕES

Um aspeto importante no dimensionamento dos pavimentos passa pela correta definição das ligações entre os elementos. Estas são geralmente os pontos mais fracos numa estrutura de madeira. Sujeitas a esforços e tensões localizadas, constituem zonas críticas que exigem uma atenção cuidada, de modo a não ser colocada em causa a estabilidade global da estrutura (Mendes, 1994).

Para o dimensionamento das ligações no caso de estudo, recorreu-se a catálogos de forma a obter o elemento de ligação mais adequado para cada situação. Para as ligações entre os elementos de madeira recorreu-se ao catálogo da Rothoblaas ([7]).

Para melhor percepção da localização das ligações é novamente reproduzida a imagem do piso térreo na Figura 6.14.

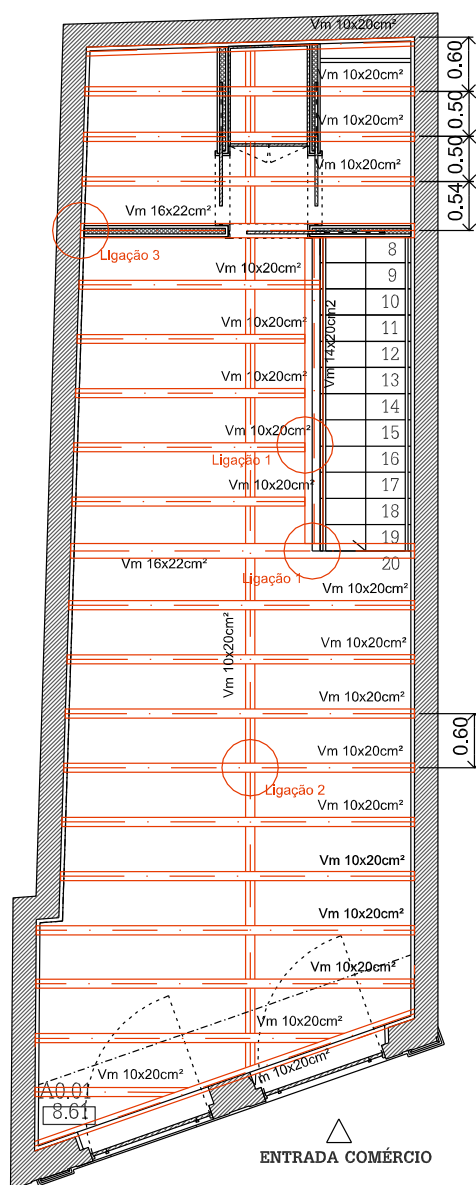


Figura 6.14 - Ligações Piso Térreo – Legenda: Ligação 1 –viga principal/viga transversal; Ligação 2 – viga principal/tarugo; Ligação 3 – viga principal/parede alvenaria

6.4.5.1 Ligação Vigamento Principal – Vigamento transversal

Para a ligação 1, assim denominada na Figura 6.14, será utilizado a ligação ALU retirada do catálogo da Rothoblaas [7]. Este tipo de ligação permite realizar a junção completa e ocultação do elemento de ligação, respeitando as espessuras mínimas de revestimento (também através de tampas de madeira), e

garantindo a perfeita aderência entre os elementos, permitindo atingir resistências ao fogo elevadas [7].

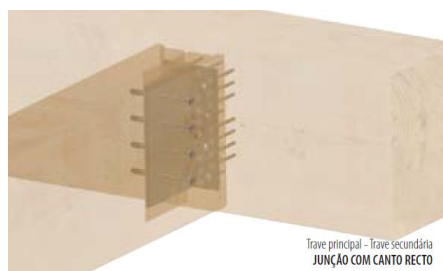


Figura 6.15 - Representação da ligação ALU em dois elementos transversais de madeira ([7])



Figura 6.16 - Tamanhos para as diferentes aplicações ([7])

Os valores de resistência podem ser consultados em anexo bem como as dimensões mínimas a cumprir para aplicação das ligações. Por sua vez, a resistência de cálculo (R_d) deve ser obtida através da equação (4.6).

É reproduzido na Figura 6.17 o pormenor da ligação com as dimensões a considerar.

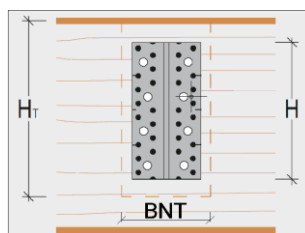


Figura 6.17 - Pormenor de ligação ALU da Rothoblaas com as dimensões a considerar

O dimensionamento da ligação 1 (entre vigas transversais) de acordo com as especificidades em anexo, é apresentado no Quadro 6.63 para todo o edifício

Quadro 6.63 - Ligações adotadas para vigas transversais

Viga principal		Viga Secundária		Ligação ALU (Rothoblaas) ([7])							Tipo
B	H	B _{NT}	H _T	H	B _{NT,min}	H _{T,min}	R _k	R _d	V _{sd}	V _{sd} / R _d	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]		
Piso 0											
140	220	140	200	160	120	200	26,8	17,15	13,9	0,8	ALUMIDI 160
140	200	100	200	95	80	120	10,6	6,78	5,4	0,79	ALUMINI 95
Piso 2 e Piso 3											
120	160	100	160	95	80	120	10,6	6,78	2,88	0,42	ALUMINI 95

Determinadas as ligações é apresentado na Figura 6.18 o pormenor de ligação tipo em corte.

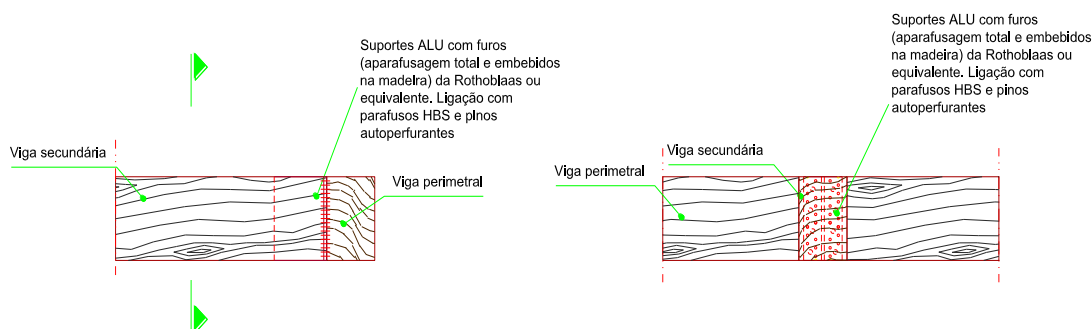


Figura 6.18 - Pormenor da ligação tipo 1 em planta e corte

6.4.5.2 Ligação Vigamento Principal- Tarugo

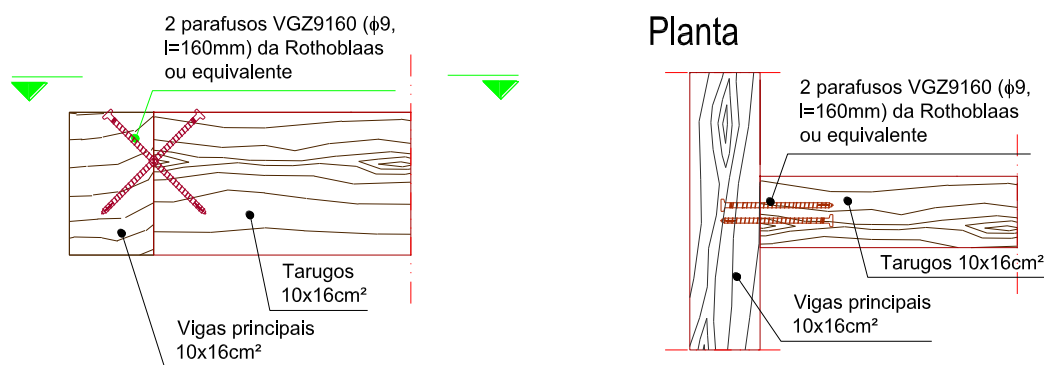
Para a ligação dos tarugos ao vigamento principal é preconizado uma ligação mais simples, que consiste na introdução de um par de parafusos VGZ, a consultar no catálogo da Rothoblaas ([7]). A tabela com as opções disponíveis pode ser consultada em anexo.

Consultando o anexo, para o caso em estudo optou-se pela adoção de um par de parafusos VGZ 9200 para o piso 0, tendo em conta as dimensões necessárias para a adoção desta ligação, assegurando uma resistência ao corte de 9,83kN (valor característico).

Para os restantes pisos, uma vez que as dimensões das vigas são inferiores, não respeitando os valores mínimos para a altura da trave secundária estabelecidas no catálogo para a ligação mencionada anteriormente, a ligação adotada, passa pela utilização de um par de parafusos VGZ9160, com uma resistência ao corte de 7,31kN.

Como se pode observar, as resistências asseguradas por este tipo de ligação são consideráveis, assegurando um bom comportamento da ligação em causa, tendo em conta que as tensões de corte são mínimas nesta ligação.

Um pormenor de ligação tipo é apresentado na Figura 6.19.



Figura

6.19 - Pormenor tipo da ligação vigamento principal/tarugo em corte e em planta

6.4.5.3 Ligação Vigamento Principal – Parede de alvenaria

Como referido anteriormente, o apoio do vigamento principal será feito com recurso à colocação de cantoneiras L120 no contorno dos pisos. Por sua vez, é necessário definir uma ligação do conjunto cantoneira/viga de madeira à parede de alvenaria.

Para a ligação à parede serão utilizadas buchas químicas HIT-RE500, produto HILTI, que apresenta boas características relativamente a ambientes húmidos, como é o caso das paredes de alvenaria.

De acordo com o catálogo será escolhida a ligação HI5-RE500 M16 8.8 a aplicar com espaçamentos de 0,6m, o espaçamento entre vigas.

Os valores de resistência e esforço de corte mais condicionante no pavimento vêm no Quadro 6.64.

Quadro 6.64 - Valores resistência da ligação à parede e verificação de segurança da ligação

Ligação			
$V_{R,k}$ [kN]	$V_{R,d}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$V_{sd}/V_{R,d}$
59	37,76	17,9	0,47

Fica assim assegurada a ligação entre a parede de alvenaria e o vigamento principal. O desenho de pormenor é ilustrado em corte na Figura 6.20.

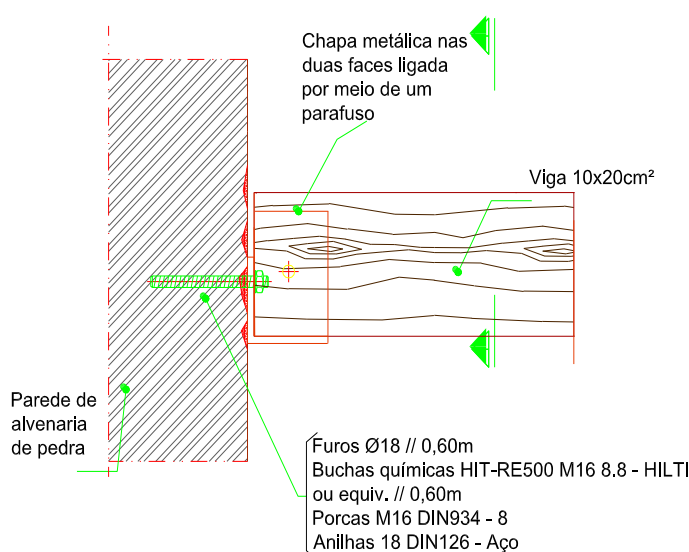


Figura 6.20 - Ligação Vigamento de madeira/parede de alvenaria

Na Figura 6.20 fica também ilustrado uma possível medida adicional, que consiste na aplicação de chapas metálicas nas duas faces, pregadas na madeira por meio de um parafuso, impedindo deslocamentos laterais. Outra perspetiva é ilustrada na Figura 6.21.

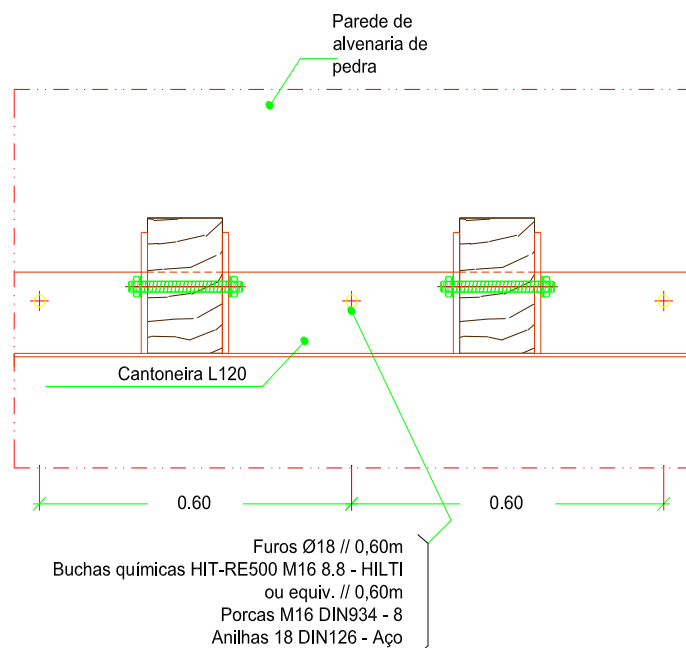


Figura 6.21 – Ligação vigamento/parede de alvenaria, vista de pormenor.

6.5 DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

A cobertura, tal como nos pavimentos, apresenta, segundo o relatório de inspeção, uma degradação intensa, sendo sugerido a substituição desta por uma estrutura nova.

A planta cotada da cobertura pode ser consultada em anexo.

A nova estrutura da cobertura consistirá numa estrutura de asnas simples espaçadas de 0,5m com interrupção na zona da claraboia. A configuração da cobertura é representada na Figura 6.22.

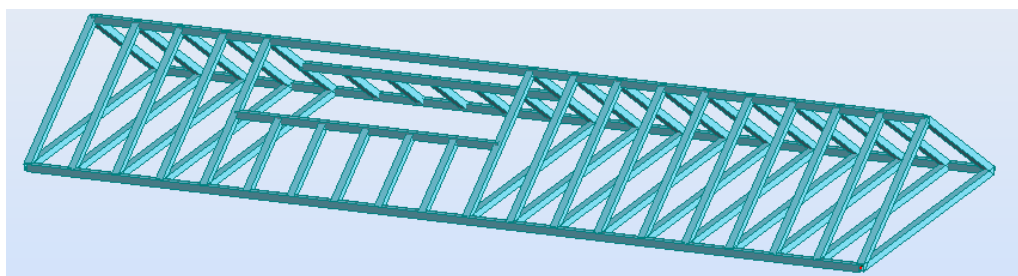


Figura 6.22 - Modelação da cobertura

Como se pode ver na Figura 6.22, as asnas são compostas por pernas e linhas apenas, sendo complementadas pela cumeeira e por frechais que servirão de apoio às asnas nas paredes de tabique. A análise será centrada numa asna, sendo que as restantes assumem a mesma configuração. A cobertura

apresenta alguma assimetria, visível em planta, e uma diminuição do vão a vencer pelas asnas sendo a maior no lado da fachada principal e a menor no lado da parede posterior. A asna alvo de análise será a maior e, as dimensões consideradas para os elementos da asna são apresentadas na Figura 6.23.

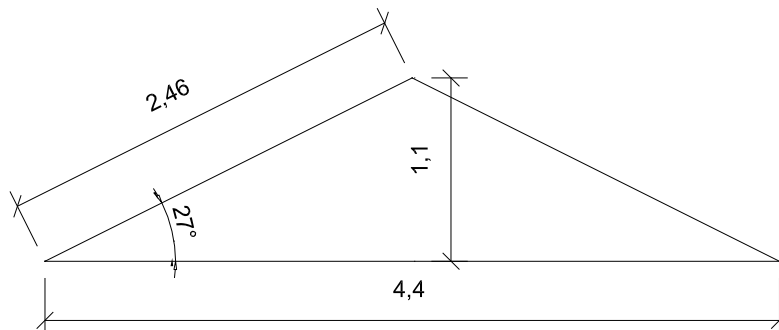


Figura 6.23 - Dimensões dos elementos da asna simples [m]

Na análise, considera-se que a asna se comporta como uma estrutura articulada, não havendo transmissão de momentos nos nós. Refere-se, no entanto, que na realidade os nós da estrutura não são totalmente rígidos, nem completamente articulados, sendo difícil definir um valor de rigidez para a ligação.

As cargas permanentes consideradas são apresentadas no Quadro 6.65.

Quadro 6.65 - Cargas permanentes da cobertura

Elemento	Peso
Telhas cerâmicas [kN/m ²]	0,50
Isolamento [kN/m ²]	0,25
Madeira lamelada colada GL24h [kN/m ³]	3,80

O pormenor tipo para a constituição da cobertura é ilustrado na Figura 6.24.

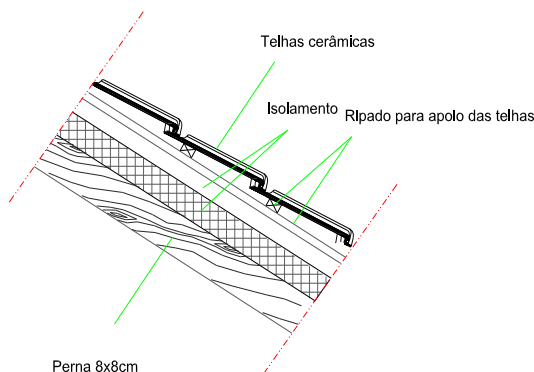


Figura 6.24 - Pormenor da constituição da cobertura

Relativamente à sobrecarga, tratando-se de uma cobertura de categoria H segundo o EC1, que corresponde a coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparações correntes, o valor a utilizar é de $0,4\text{kN/m}^2$ em projeção horizontal da cobertura em causa.

Outro aspeto importante a ter em conta é a ação do vento na estrutura. Este fator pode ter grande influência no comportamento estrutural da cobertura, uma vez que o vento pode originar fenómenos de sucção, podendo mesmo inverter os esforços na estrutura.

A determinação da ação do vento foi obtida de acordo com o EC1, Parte 1-4.

O cálculo da ação do vento é feito em função das propriedades seguintes.

i) Valor de referência da velocidade do vento v_b

O valor de referência da velocidade do vento deve ser calculado através da expressão:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (6.1)$$

Em que $v_{b,0}$ é o valor básico de referência do vento; c_{dir} é o coeficiente de direção, cujo valor recomendado é 1,0 e c_{season} é o coeficiente de sazão que assume o valor recomendado de 1,0.

O anexo nacional do EC1, Parte 1-4 define duas zonas do país para o valor de $v_{b,0}$, sendo a zona A referente à generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B com valor de $v_{b,0} = 27\text{m/s}$ e, a zona B referente aos arquipélagos dos Açores e Madeira com o valor de 30m/s . O caso de estudo pertence à zona A. O valor de v_b vem como:

$$v_b = 27\text{m/s}$$

ii) Velocidade do vento a uma altura z acima do solo $v_m(z)$

Este parâmetro depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento v_b e deve ser determinado de acordo com a expressão (6.2).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (6.2)$$

Em que $c_0(z)$ é o coeficiente de orografia considerado igual a 1,0 e $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade definido como:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (6.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min} \quad (6.4)$$

Sendo z_0 o comprimento de rugosidade, z_{max} igual a 200m; k_r o coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (6.5)$$

Em que z_0 é o comprimento de rugosidade e $z_{0,II}$ igual a 0,05.

Os valores de z_0 e z_{min} dependem da categoria do terreno. Do Quadro 4.1 do EC1 Parte1-4 retira-se então os valores que correspondem à categoria III, na qual se insere o caso em estudo logo:

$$z_0 = 0,3m$$

$$z_{min} = 5m$$

Assumindo o valor de z (altura do edifício a contar com a cobertura) igual a 14,1m obtém-se os parâmetros k_r , $c_r(z)$ e $v_m(z)$:

$$k_r = 0,215$$

$$c_r(14,1) = 0,83$$

$$v_m(14,1) = 22,4m/s$$

iii) Pressão dinâmica de pico (q_p)

É dado por:

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (6.6)$$

Em que $I_v(z)$ é a intensidade da turbulência à altura z e definido pelas expressões (6.7) e (6.8); ρ é a massa volúmica do ar igual a 1,25kg/m³, $c_e(z)$ o coeficiente de exposição e q_b é a pressão dinâmica de referência dado pela expressão (6.9).

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (6.7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para} \quad z < z_{min} \quad (6.8)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (6.9)$$

O coeficiente de exposição, $c_e(z)$, é obtido da figura 4.2 do EC1 Parte1-4 para $c_0(z)=1$ e depende da categoria do edifício.

Os valores para os diferentes parâmetros são os seguintes:

$$\begin{aligned} I_v(z) &= 0,259 \\ q_b &= 0,456 \text{ kN/m}^2 \\ c_e(z) &= 1,8 \\ c_e(z) \cdot q_b &= 0,82 \text{ kN/m}^2 \\ q_p &= 0,885 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Escolhe-se o maior valor de q_p .

iv) Coeficiente de pressão externa (c_{pe})

O valor de c_{pe} é obtido de acordo com o quadro 7.4a do EC1, Parte 1-4, a consultar em anexo, para coberturas de 2 vertentes. Sendo o ângulo α igual a 27° , o valor para c_{pe} escolhido foi de -0,5 para as vertentes, a barlavento e sotavento. O quadro contém diferentes valores para diferentes áreas da cobertura. No entanto, como se trata de uma cobertura de pequenas dimensões, optou-se por assumir o valor mais condicionante para toda a cobertura.

De referir que não foi considerado o coeficiente de pressão interna.

Por fim, os valores para a pressão do vento na cobertura são dados pelas expressões:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} \quad (6.10)$$

Logo a pressão a pressão exercida pelo vento a barlavento e a sotavento é:

$$w_{e,barla/sota} = -0,44 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sucção})$$

Por asna temos:

$$w_{e,barla/sota} = -0,22 \text{ kN/m}$$

É aplicado na estrutura como representado na Figura 6.25.

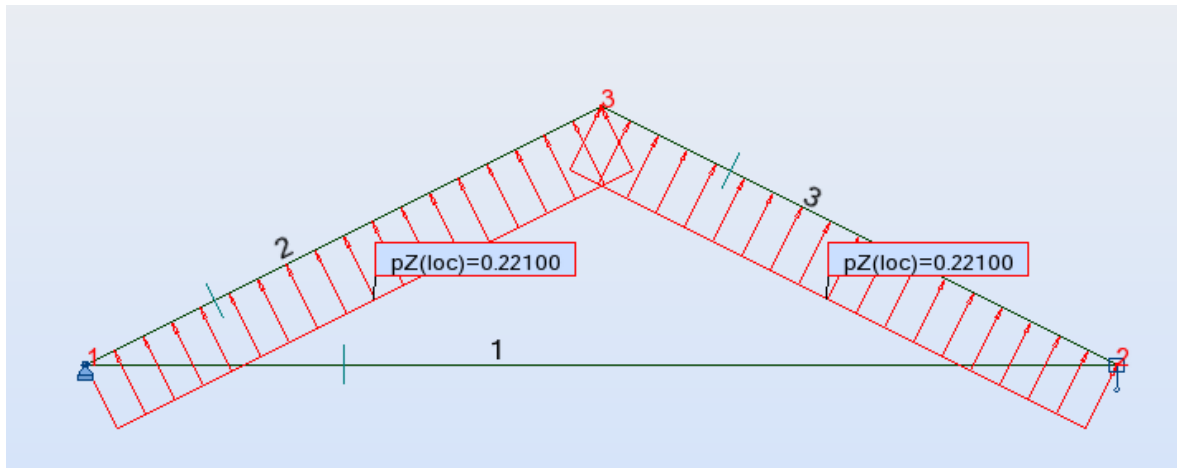


Figura 6.25 - Ação do vento na cobertura

Definidas todas as ações a considerar, as combinações de ações para o ELU foram as seguintes:

$Combinação_1 = 1,35G_k$ (Apenas carga permanente, longa duração, $k_{mod}=0,6$)

$Combinação_2 = 1,35G_k + 1,5Q_k$ (Sobrecarga de manutenção, curta duração, $k_{mod}=0,9$)

$Combinação_3 = 1,35G_k + 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,vento}$ (Vento nas duas vertentes, curta duração, $k_{mod}=0,9$)

Em que $\psi_{0,i}$ é igual a 0,6 para vento.

As secções adotadas para os elementos da asna foram de 8x8cm para as pernas e linha em madeira lamelada colada, após algumas iterações.

Os esforços obtidos no ROBOT para as diferentes combinações são apresentados no Quadro 6.66.

Quadro 6.66 - Esforços nos elementos da asna para as diferentes combinações

	Perna		Linha	
	My [kN.m]	N [kN]	My [kN.m]	N [kN]
Combinação 1	0,25	1,22	0,077	-0,9
Combinação 2	0,45	2,21	0,077	-1,64
Combinação 3	0,115	0,42	0,077	-0,42

Observando o Quadro 6.66, verifica-se que as combinações condicionantes são a relativa à ação permanente e a combinação da sobrecarga de manutenção. A combinação relativa ao vento é menos

condicionante, uma vez que o efeito de sucção do vento é compensado pelo peso da cobertura, não havendo inversão de esforços.

As verificações regulamentares são efetuadas para os dois casos críticos mencionados, uma vez que o valor de k_{mod} é diferente, influenciando o cálculo das resistências dos elementos.

6.5.1 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS PERNAS DA ASNA

Os valores para a determinação de $\lambda_{rel,z}$ e $k_{c,z}$ de acordo com o ponto 4.2.3.5 são apresentados no Quadro 6.67.

Quadro 6.67 - Valores para determinação de $k_{c,z}$

$I_z [m^4]$	$i_z [m]$	$L_{v,z} [m]$	λ_z	$\lambda_{rel,z}$	β_c	k_z	$k_{c,z}$
$3,4 \times 10^{-6}$	0,023	2,46	106,5	1,71	0,1	2,04	0,318

De acordo com o ponto 4.2.3.5, para flexão composta com compressão, é necessário então verificar a condição (4.55) simplificada da seguinte forma:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_{c,z}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (6.11)$$

Os valores das tensões atuantes, os valores de resistência e a verificação da condição (6.11) vêm expressos no Quadro 6.68.

Quadro 6.68 – Interação do momento fletor e compressão

	$k_{c,z}$	$\sigma_{m,d} [MPa]$	$\sigma_{c,d} [MPa]$	k_{mod}	$f_{m,d} [MPa]$	$f_{c,0,d} [MPa]$	Rácio
Combinação 1	0,318	2,93	0,191	0,6	12,67	11,52	0,28
Combinação 2	0,318	5,273	0,345	0,9	19,00	17,28	0,34

Observando o Quadro 6.68, conclui-se que a combinação 2 é a mais condicionante. No entanto, de referir que por vezes o contrário acontece, sendo a combinação 1 a mais condicionante. Este facto tem a ver com a diminuição da resistência por meio do parâmetro k_{mod} , parâmetro este mais condicionante para ações de maior duração.

6.5.2 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA LINHA DA ASNA

É condição necessária verificar a seguinte expressão para flexão composta com tração:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Os resultados são apresentados no Quadro 6.69. para a combinação 1, tendo sido para a linha da asna a combinação mais condicionante.

Quadro 6.69 – Verificação da Interação do momento fletor e tração na linha da asna

$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	$f_{t,0,d}$ [MPa]	$f_{m,y,d}$ [MPa]	Rácio
0,141	0,91	8,7	12,67	0,09

Como se verifica, verifica largamente as normas regulamentares.

6.5.3 VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ASNA

Os valores de deformação dos elementos da asna foram obtidos a partir da modelação em ROBOT e são apresentados no Quadro 6.70. As deformações são relativas apenas à carga permanente uma vez que ψ_2 para a sobrecarga de manutenção e vento é igual a 0.

Quadro 6.70 - Valores de deformação dos elementos da asna

	u_{inst} [mm]	k_{def}	u_{fin} [mm]	$u_{fin,max}$ (L/200)	$u_{fin}/u_{fin,max}$
Perna	3	0.6	4,8	12,3	0,39
Linha	2,9	0,6	4,6	22	0,21

6.5.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS ASNAS DE APOIO À CLARABOIA

Para as asnas de apoio à claraboia será considerada uma largura de influência de 1,5m.

Na Figura 6.26 são ilustradas as dimensões da asna em questão.

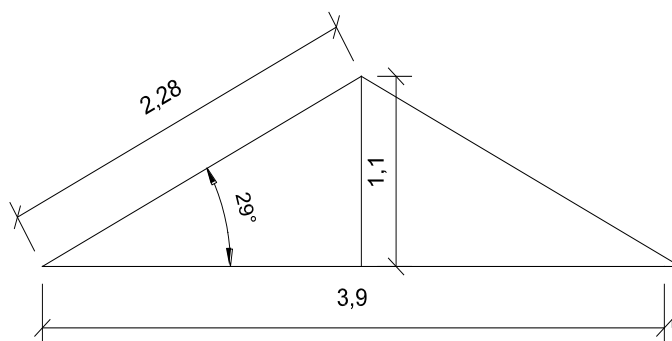


Figura 6.26 - Dimensões da asna de apoio à claraboia

As cargas consideradas são as mesmas para a asna dimensionada anteriormente, contudo a ter em conta que a claraboia é mais leve que o revestimento da restante cobertura. Tendo em conta este aspeto considerou-se apenas 70% das cargas permanentes atribuídas à restante cobertura. A área de influência, neste caso, é considerada igual a 1,5m e a secção considerada para pernas e linha após algumas iterações é de 8x8cm, secção mínima a considerar.

Os esforços nos elementos da asna obtidos com o software ROBOT são apresentados no Quadro 6.71.

Quadro 6.71 - Esforços nos elementos da asna para as diferentes combinações na zona da claraboia

	Perna		Linha	
	My [kN.m]	N [kN]	My [kN.m]	N [kN]
Combinação 1	0,62	2,3	0,06	-2,5
Combinação 2	1,14	5,83	0,06	-4,14
Combinação 3	0,28	1,5	0,06	-1,05

A verificação de segurança para as pernas da asna é apresentada no Quadro 6.72.

Quadro 6.72 – Verificação à flexão composta com compressão - Pernas

	$k_{c,z}$	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	$\sigma_{c,d}$ [MPa]	k_{mod}	$f_{m,d}$ [MPa]	$f_{c,0,d}$ [MPa]	Rácio
Combinação 1	0,318	5,24	0,5	0,6	12,672	11,52	0,55
Combinação 2	0,318	11,25	0,911	0,9	19,00	17,28	0,76

A verificação de segurança à flexão composta com tração para a linha da asna vem no Quadro 6.73.

Quadro 6.73 – Verificação da Interação do momento fletor e tração na linha da asna

$\sigma_{t,0,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	$f_{t,0,d}$ [MPa]	$f_{m,y,d}$ [MPa]	Rácio
0,68	0,7	8,7	12,67	0,134

De acordo com o apresentado no quadro anterior, a linha verifica as normas regulamentares para flexão composta com tração.

Relativamente à deformação, os valores vêm no Quadro 6.74.

Quadro 6.74 Valores de deformação dos elementos da asna junto à claraboia

	u_{inst} [mm]	k_{def}	u_{fin} [mm]	$u_{fin,max}$ (L/200)	$u_{fin}/u_{fin,max}$
Perna	6,5	0,6	10,4	11,4	0,91
Linha	2	0,6	3,2	20	0,16

6.5.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA LIGAÇÃO LINHA-PERNA

De acordo com o ponto 4.2.3.6 é necessário efetuar a verificação ao esmagamento e ao corte na direção paralela ao fio. A verificação será efetuada para a asna junto à claraboia por ser esta a mais carregada. O pormenor da ligação com as dimensões necessárias é ilustrado na Figura 6.27.

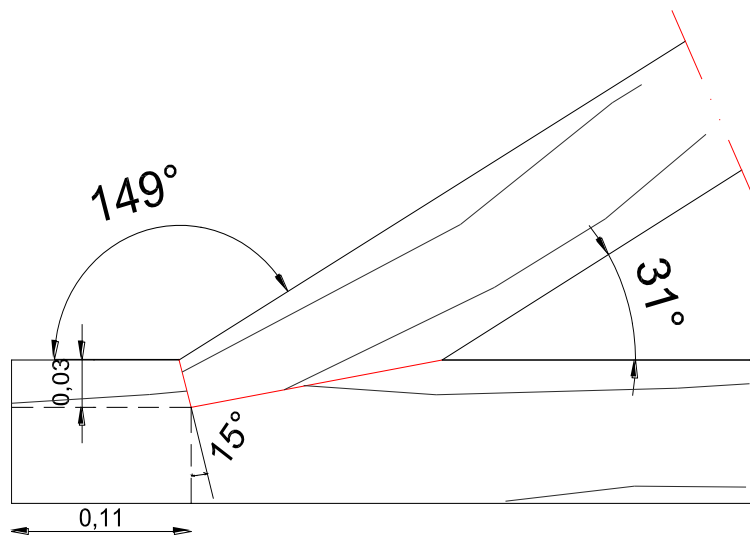


Figura 6.27 - Pormenor da ligação Linha-Perna

Para o esmagamento é condição necessária verificar a expressão:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Em que:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = F_d \cdot \frac{\cos^2 \left(\frac{\beta}{2} \right)}{b_{ef} \cdot t_v}$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = 5,83 \cdot \frac{\cos^2 \left(\frac{31}{2} \right)}{0,027 \cdot 0,03} = 4,575 MPa$$

$$f_{c,0,d} = 17,3 MPa$$

$$f_{c,90,d} = 1,94 MPa$$

$$\frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 11,3MPa$$

Logo verifica a condição de esmagamento.

Para verificação ao corte paralelo ao fio é necessário verificar a condição seguinte:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d}$$

Em que:

$$\tau_{v,d} = F_d \cdot \frac{\cos^2 \left(\frac{\beta}{2} \right)}{b_{ef} \cdot l_v} = 5,83 \cdot \frac{\cos^2 \left(\frac{31}{2} \right)}{0,0027 \cdot 0,11} = 1,098MPa$$

$$f_{v,d} = 1,94MPa$$

Logo verifica-se a segurança para o corte paralelo ao fio.

A configuração final da asna tipo apoiada em frechais de madeira é apresentada na Figura 6.32.

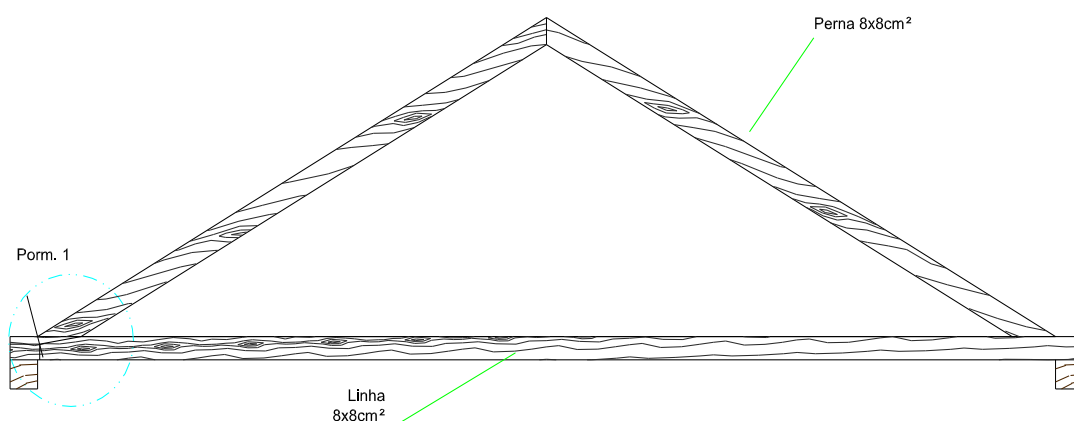


Figura 6.28 - Configuração final da asna tipo

O pormenor 1 na figura anterior é ilustrado em pormenor com a ligação com entalhe e reforço com chapa metálica a colocar nas quatro faces e ligadas entre si, de forma a garantir a cintagem da estrutura, Figura 6.29. Este reforço permite precaver situações excecionais de inversão de esforços, e impede deslocamentos laterais.

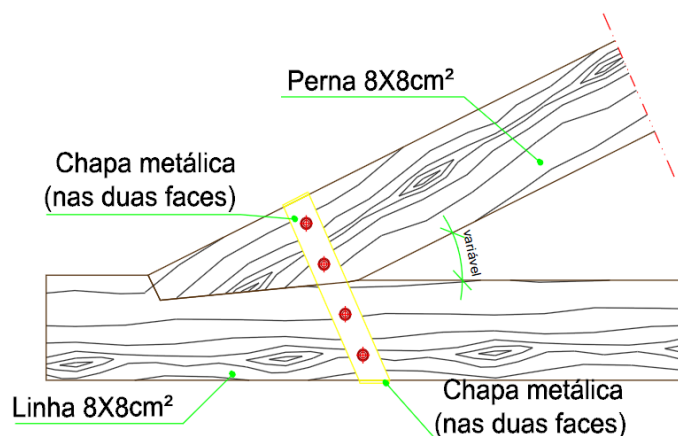


Figura 6.29 - Pormenor ligação Linha-Perna

A ligação entre a linha e o frechal será feito por meio de parafusos, sendo estes dimensionados de acordo com o esforço de tração na linha, que representa o esforço de corte nos parafusos.

A cumeeira, a colocar entre as asnas, tem função de contraventamento e tem a mesma seção dos elementos da asna, 8x8cm.

A planta estrutural da cobertura é ilustrada na Figura 6.30.

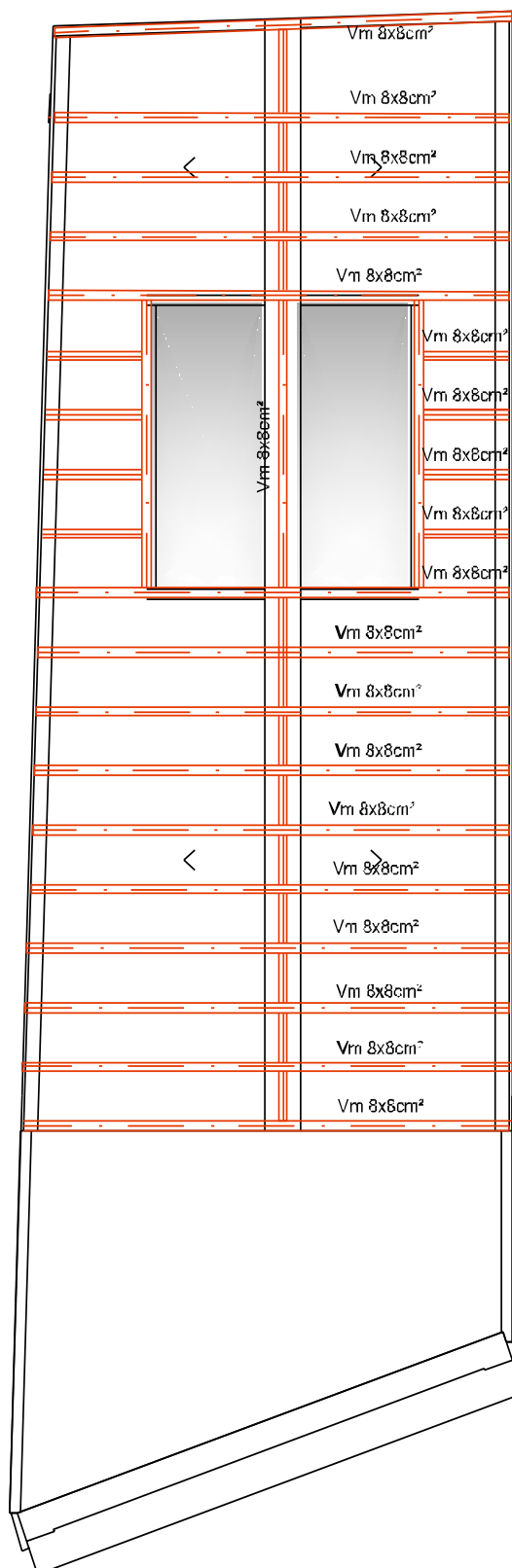


Figura 6.30 - Planta estrutural da cobertura

7

CONCLUSÃO

Pretendeu-se com este trabalho sistematizar todos os campos de conhecimento necessários até à intervenção. Conhecimentos que vão desde as características dos edifícios antigos, a utilização da madeira como elemento estrutural e seu comportamento, até à fase de diagnóstico e posterior intervenção. O ato de reabilitação assenta em alguns pressupostos importantes relativamente ao respeito pelo que existe na estrutura original de um edifício, pela sua história e identidade, aspetos abordados neste trabalho.

Foi evidenciado neste trabalho a importância das visitas ao edifício relativas à fase de Inspeção e Diagnóstico e demonstrado que, de facto, são fundamentais. Através delas, é possível ter uma perceção do estado das estruturas de madeira e das principais causas de degradação das mesmas. Assim, é possível tomar decisões acerca de materiais e tecnologias de intervenção mais adequadas a cada caso. Para isso, a utilização de instrumentos de análise não destrutivos é fundamental dado permitirem um apoio à decisão após e(ou) durante a inspeção, embora a maioria destes forneça apenas valores qualitativos.

As normas regulamentares baseadas no EC5 foram abordadas em particular para os pavimentos e coberturas, contendo a informação necessária para o dimensionamento destes elementos.

Dado que a área de reabilitação de edifícios antigos está em franca ascensão no nosso país, é possível concluir que a realização deste trabalho se reveste de especial interesse. De facto, o desenvolvimento de uma síntese sobre a intervenção, em pavimentos estruturais e coberturas em madeira existentes em edifícios antigos, resulta num trabalho de grande utilidade prática.

Ao nível de desenvolvimentos futuros, o principal trabalho deste tipo que fica por fazer diz respeito às restantes intervenções a realizar no edifício, nomeadamente nas paredes resistentes de alvenaria, e as paredes, resistentes ou não, com estrutura base em madeira (janelas tipo taipa ou de tabique). Produzindo um trabalho semelhante para paredes, ficariam cobertos os elementos estruturais fundamentais dos edifícios. Neste campo, de referir que apesar de não ter sido quantificado o valor de tensão a atuar nas paredes resistentes, estas têm uma capacidade resistente muito elevada comparada com a tensão que recebe das soluções estruturais adotadas, uma vez que estas são leves, quando comparadas com outras soluções estruturais como o betão ou até mesmo o aço.

Outro aspeto importante que fica por abordar é relativo aos custos das operações de reabilitação. É uma área de difícil abordagem, uma vez que, tal como é mencionado no trabalho, a comparação de custos nem sempre é fácil, pois as obras de reabilitação contêm muitas particularidades que dificultam uma comparação de custos. No entanto, este é um fator decisivo na decisão do investidor. Aspetos

como a sustentabilidade das soluções, a reversibilidade da intervenção e todos os aspetos inerentes a cada solução de intervenção têm que ser avaliados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvarez, R. A., Martitegui, F. A. e Calleja, J. J. M. (2000). *Estructuras de Madera. Diseño e Cálculo*. AITIM, Madrid.
- Appleton, João. (2003). *Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção*. Orion.
- Appleton, João.(2010). *Reabilitação de edifícios antigos e sustentabilidade*. Évora.
- Botelho, J. (2006). *Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos*. Tese de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado, FEUP.
- Branco, J. e Cruz, P, Piazza, M. (2006). *Asnas de madeira. A importância da rigidez das ligações*. LNEC.
- Branco, J. M. (2009). *Portuguese traditional timber structures: Survey, analysis and strengthening* . ISISE, Universidade do Minho.
- Branco, J., Santos, A. e Cruz, P. (2010). *Asnas tradicionais de madeira: Evolução, comportamento e reforço com materiais compósitos*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas.
- CEN. (2002a). *EC0 - Bases para o projecto de estruturas*. NP ENV 1991: IPQ, Lisboa.
- CEN. (2002b). *EC1 - Acções em estruturas*. NP ENV 1991. IPQ, Lisboa.
- CEN. (2004a). *EC5 - Projecto de Estruturas de Madeira. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. NP ENV 1995-1-1. IPQ, Lisboa.
- CEN.(2004b). *EC5 - Projecto de Estruturas de Madeira. Parte 1.2: Cálculo ao Fogo* . NP ENV 1995-1-1. IPQ, Lisboa.
- CEN. (2003). *EN 338 - Structural timber - Strength classes*. "Office for official publications of the european communities". Brussels, Belgium.
- Correia, Emanuel. (2009). *Estruturas de madeira..* Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Costa, A., Paupério, E. e Ilharco, T. (2007). *Elementos estruturais. Relatório de inspecção e diagnóstico - Edifício António Carneiro, nº 373, 375, 381, 385, 389.*, FEUP, Porto.
- Costa, Aníbal e Varum, Humberto. (2011). *Manual de reabilitação e manutenção de edifícios antigos. Guia de intervenção*. INOVADOMUS, Aveiro.
- Costa, F. P. (1955). *Enciclopédia Prática da Construção Civil*. Portugália editora, Lisboa.
- Coutinho, Joana. (1999). *Materiais de construção 1 - Madeiras*. FEUP, Porto.
- Faria, Amorim. (2002a). *Património estudos - Ciências e técnicas aplicadas ao património*. IPPAR.

- Faria, Amorim (2002b). *Reabilitação de Coberturas em madeira em edifícios históricos*. Seminário "A intervenção no Património; Práticas de Conservação e Reabilitação", Porto
- Feio, A e Lourenço, P. B. (2005). *Possibilidades e aplicações de ensaios não destrutivos*, in *Encontro sobre a madeira e suas aplicações nobres*. Universidade do Minho, Guimarães
- Freitas, Vasco P. et al (2012). *Manual de apoio ao projecto de reabilitação de edifícios antigos*. OERN, Porto.
- Gonçalves, Carla. (2010). *Construção de tabique da associação de municípios da terra quente transmontana (AMTQT)*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro.
- Henriques, Maria D. F. (2002). *Sistemas estruturais em madeira lamelada colada*. ISEL.
- ICOMOS. (2004). *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitetónico do ICOMOS*. ICOMOS
- Ilharco, T., et al. (2006). *Relatório preliminar de inspeção e diagnóstico do edifício do Largo de São Domingos nº 80, 81 e 82*. CESAP. FEUP, Porto.
- Ilharco, Tiago. (2008). *Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural*. Dissertação de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado, FEUP.
- IPQ/CEN. (2002a). *NP EN 1194:2002, Estruturas de madeira. Madeira lamelada-colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos*. IPQ, Lisboa.
- IPQ/CEN. (2002b). *NP EN 390:2002, Estruturas de Madeira. Madeira lamelada colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos*. IPQ, Lisboa.
- Júnior, J. A. B. (2006). *Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos*. Tese de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto.
- Lamas, J. M. (2003). *Manual de Restauro e Recuperação/Guia do Construtor - Zona Antiga da Cidade da Horta*. Fergráfica Artes Gráficas, SA., Horta.
- Lopes, Miguel A. C. (2007). *Tipificação de soluções de reabilitação de estruturas de madeira em coberturas de edifícios antigos*. Tese de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto.
- Martins, Tomás F. (2010). *Dimensionamento de estruturas em madeira - Coberturas e pavimentos*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, ISTL.
- Mendes, Paulo. (1994). *Ligações de estruturas de madeira - Tecnologia e dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 5*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- NCREP. (2012). *Edifício da rua da lada, nº 14-16, Porto - Relatório de inspeção e diagnóstico estrutural*. NCREP, Porto.
- Negrão, João e Faria, Amorim. (2009). *Projecto de estruturas de madeira*. Publinústria, Porto.
- NP180. (1962). *Norma Portuguesa: Anomalias e Defeitos da madeira*. IGPAI, Lisboa.
- Pereira, S. S. C. (2009). *Avaliação experimental das principais propriedades mecânicas de peças estruturais em madeira antiga*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Pinheiro, Vitor. (2012). *Projeto de estruturas de madeira*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- Pinto, Jorge, et al. (2011). *Caracterização de paredes tradicionais de tabique*. UTAD.

Porteous, Jack e Kermani, Abdy. (2007). *Structural timber design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing, Ltd, UK.

Segurado, J. E. S. (1942). *Trabalhos de carpintaria civil. Biblioteca de Instrução profissional*. Livraria Bertrand, Lisboa.

Teixeira, Joaquim J. L. (2004). *Descrição do sistema construtivo da casa burguesa do porto entre os séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal*. Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica, FAUP, Porto.

TRADA (1998). *Vibration in timber floors*, TRADA Technology Ltd, Hughenden Valley, High Wycombe, Bucks.

Veiga de oliveira, Ernesto e Galhano, Fernando. (1992). *Casas do Porto in Arquitectura Tradicional Portuguesa*. Publicações D. Quixote, Lisboa

Vilarinho, T.C. (2009). *Análise de robustez de estrutura de madeiras tradicionais*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

Websites:

[1] <http://tabiquenaamtqt.blogs.sapo.pt/> (15/01/2013)

[2] <http://bonjardim953.blogspot.pt/> (15/01/2013)

[3] <http://portaldamadeira.blogspot.pt/> (15/01/2013)

[4] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Laminated_Veneer_Lumber.png (15/01/2013)

[5] http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2009-1/casa_madeira/cortes.html (15/01/2013)

[6]. <http://www.viroc.pt/viroc/index.php> (15/01/2013)

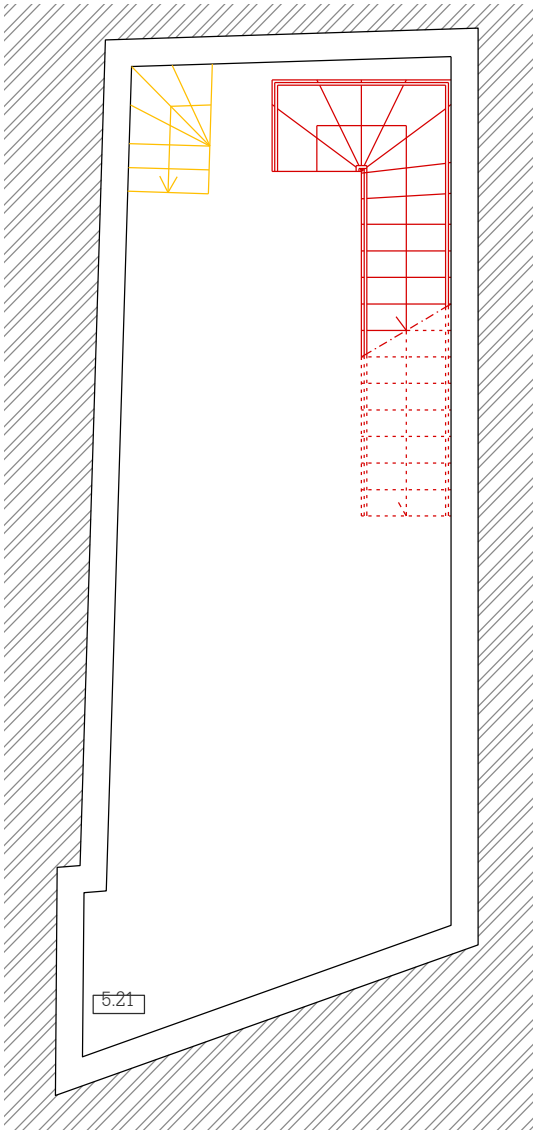
[7] <http://www.rothoblaas.com/pt/pt/produtos/rothofixing.html#p.catalogos.catalogo-rothofixing> (15/01/2013)

[8] http://images.autodesk.com/adsk/files/autodesk_robot_structural_analysis_professional_2012_brochure.pdf (15/01/2013)

ANEXOS

PLANTAS - ALTERAÇÕES

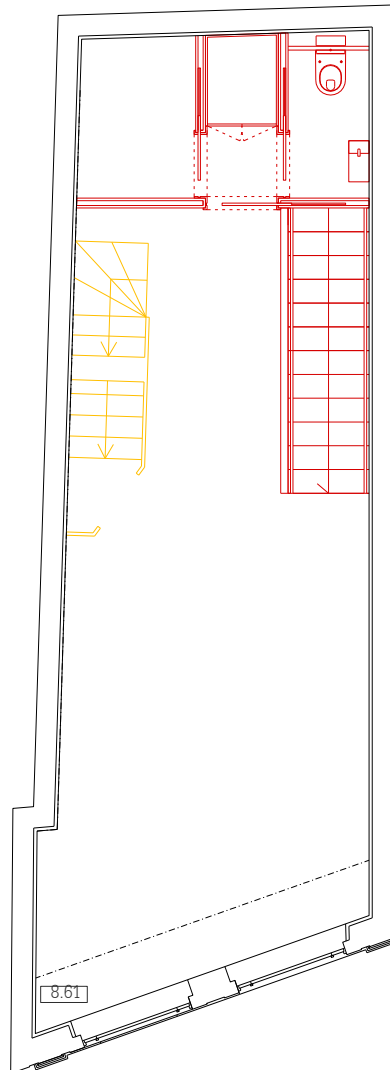
ALTERAÇÕES PISO -1



LEGENDA:

8.61	Cotas Existentes
17.94	Cotas Propostas
	Existente a manter
	A demolir
	A construir

ALTERAÇÕES PISO 0



LEGENDA:

8.61 Cotas Existentes

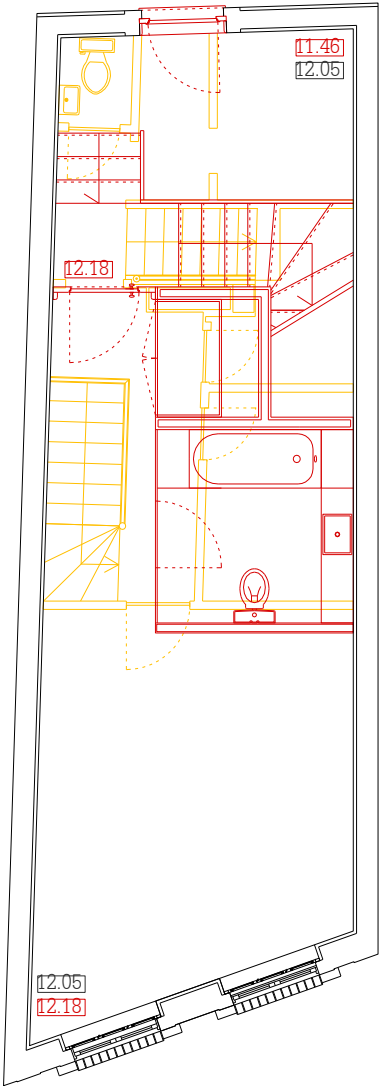
17.94 Cotas Propostas

— Existente a manter

— A demolir

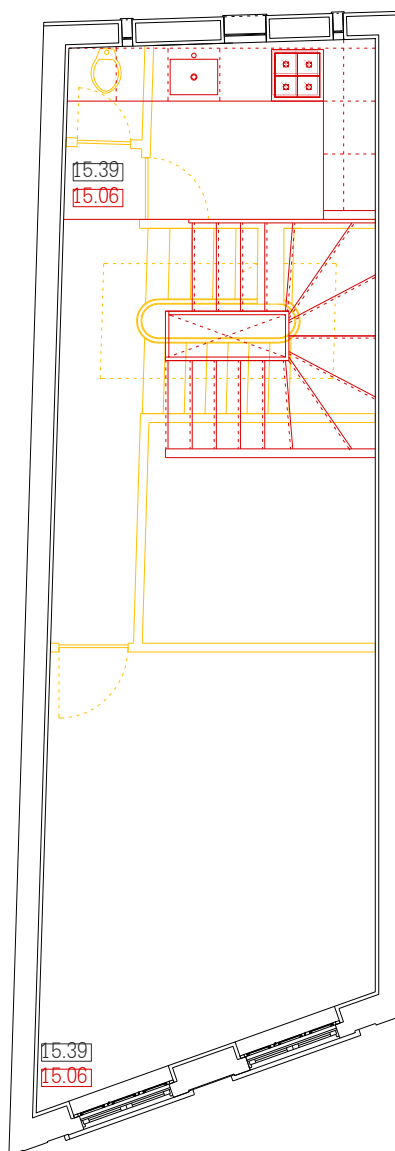
— A construir

ALTERAÇÕES PISO 1



- LEGENDA:
- 8.61 Cotas Existentes
 - 17.94 Cotas Propostas
 - Existente a manter
 - A demolir
 - A construir

ALTERAÇÕES PISO 2



LEGENDA:

8.61

Cotas Existentes

17.94

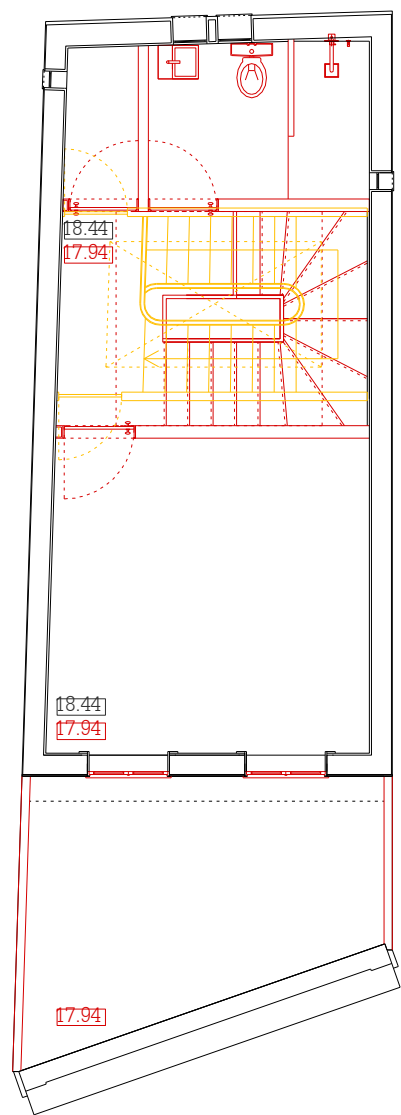
Cotas Propostas

— Existente a manter

— A demolir

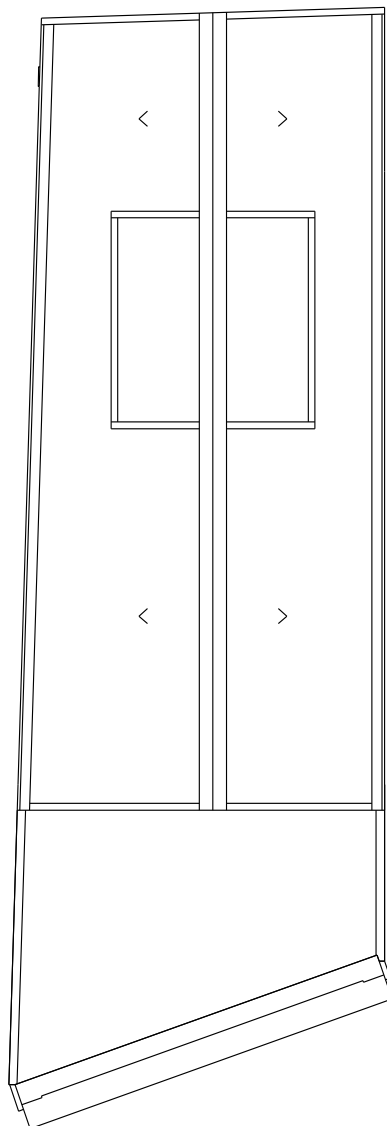
— A construir

ALTERAÇÕES PISO 3



- LEGENDA:
- 8.61 Cotas Existentes
 - 17.94 Cotas Propostas
 - Existente a manter
 - A demolir
 - A construir

COBERTURA



LEGENDA:

8.61

Cotas Existentes

17.94

Cotas Propostas

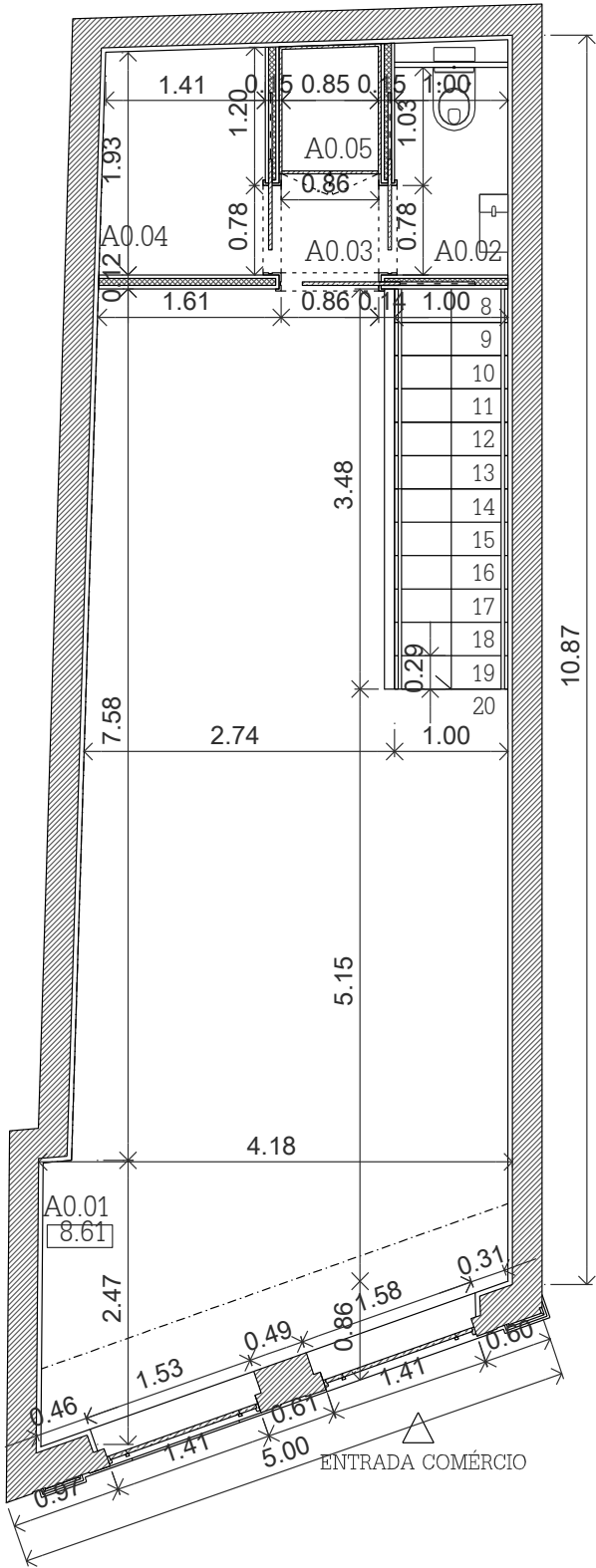
— Existente a manter

— A demolir

— A construir

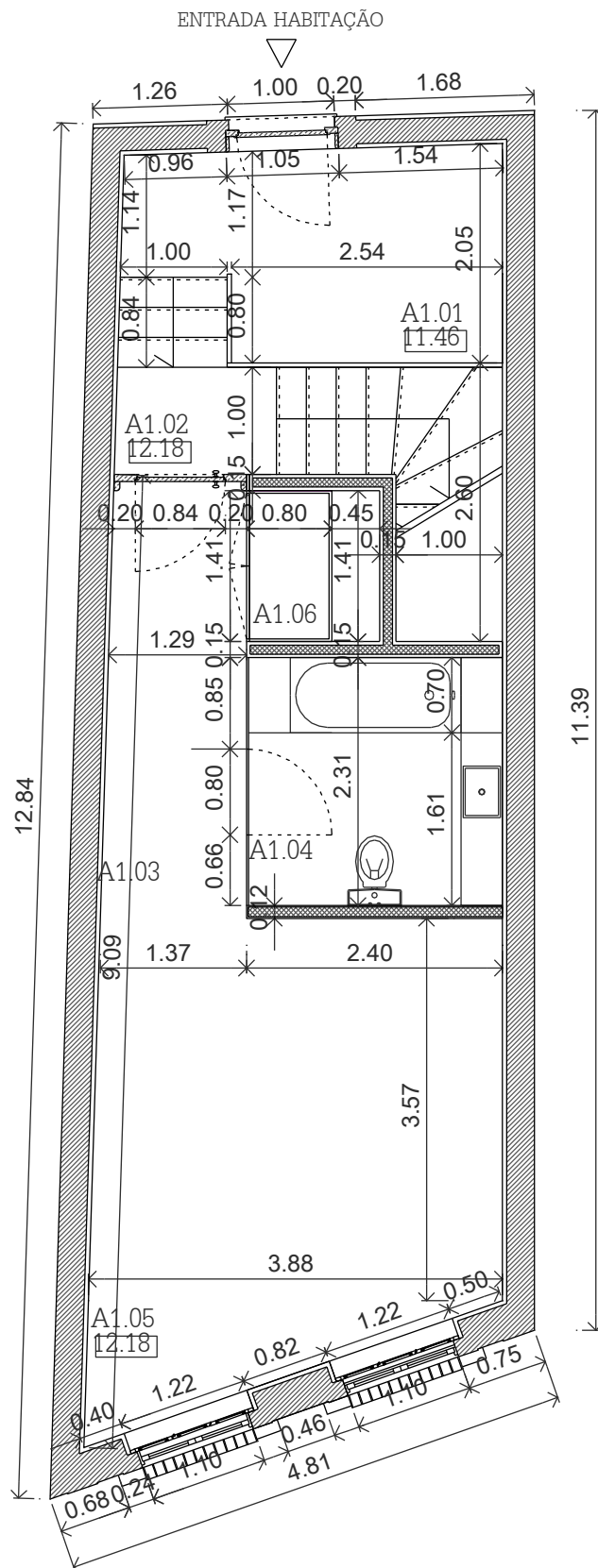
PLANTAS COTADAS

PLANTA COTADA PISO 0



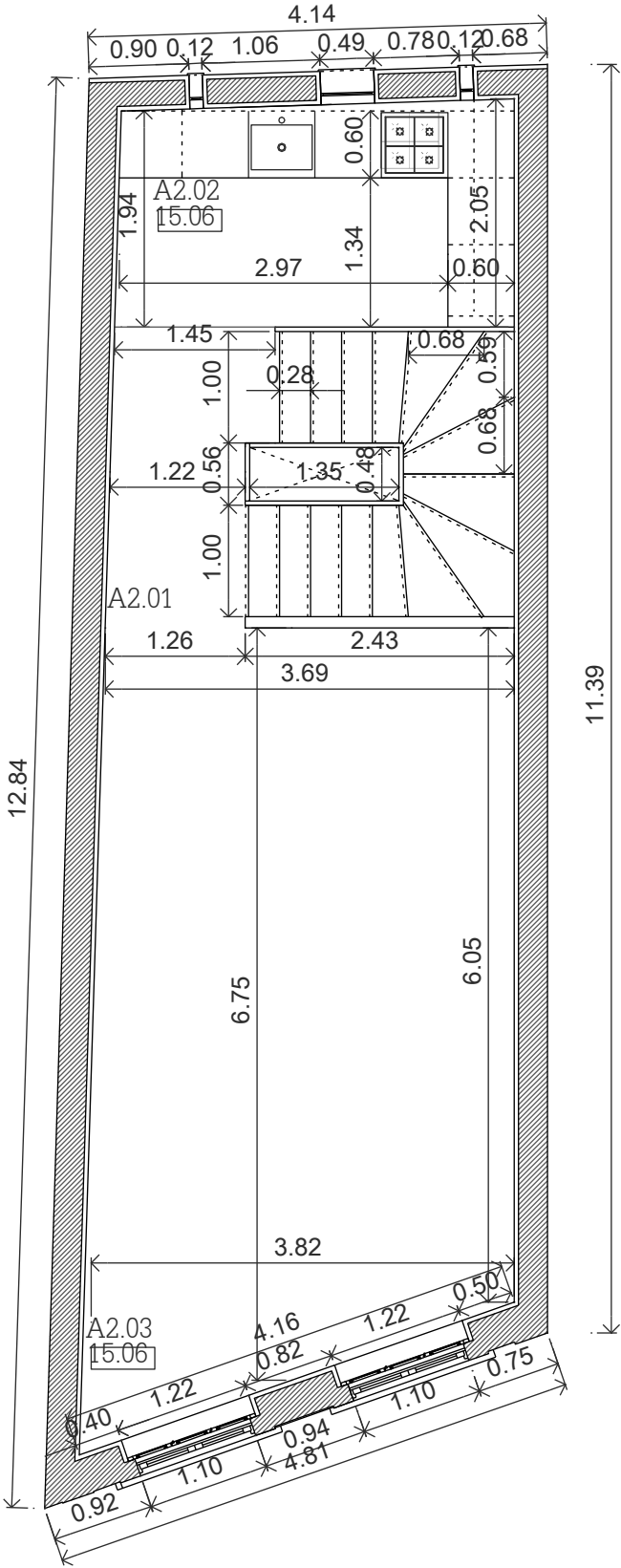
PISO TÉRREO

PLANTA COTADA PISO 1



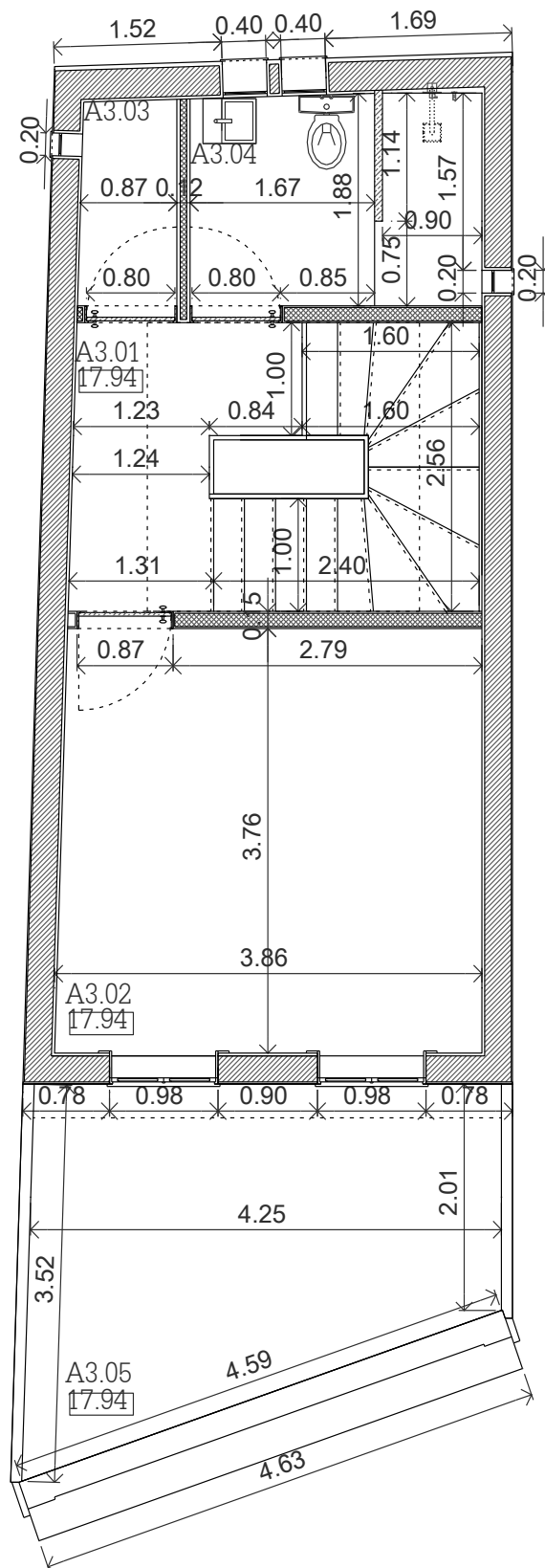
PRIMEIRO PISO

PLANTA COTADA PISO 2



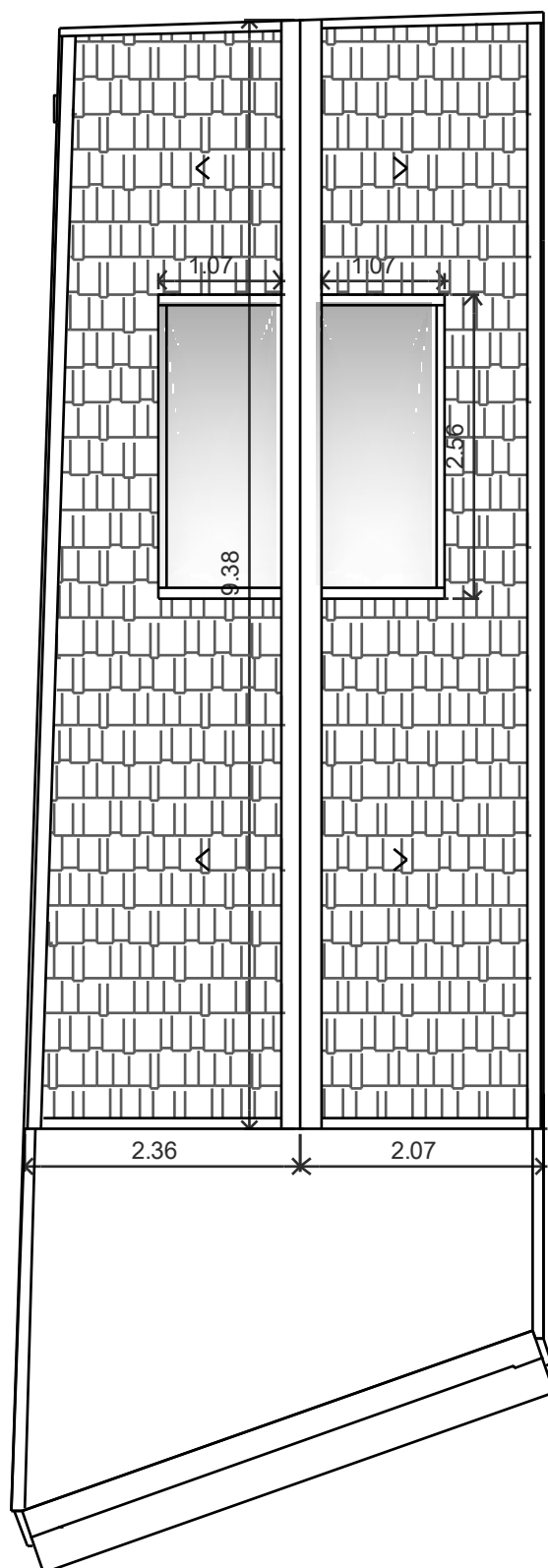
SEGUNDO PISO

PLANTA COTADA PISO 3



TERCEIRO PISO

PLANTA COTADA COBERTURA



COBERTURA

LIGAÇÕES

LIGAÇÕES ALUMINI



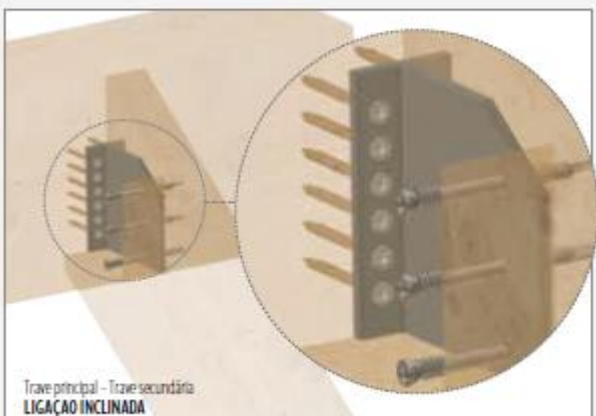
ALUMINI
suporte oculto sem furos em liga de alumínio

código	H [mm]	peças/embalagem
ALUMINI65	65	25
ALUMINI95	95	25
ALUMINI125	125	25
ALUMINI155	155	15
ALUMINI185	185	15

Fixação rápida graças à utilização de parafusos **HBS+**

Óptimas para secções pequenas (pergolas, abrigos de jardim...)

Parafusos incluídos na embalagem

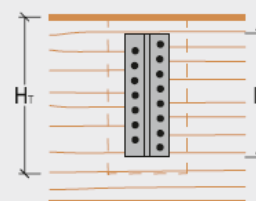


Trave principal - Trave secundária
LIGAÇÃO INCLINADA

VALORES ESTÁTICOS - RESISTÊNCIA COM CORTE PARA LIGAÇÃO MADEIRA-MADEIRA

cavilhas auto-perfurantes $\varnothing 7$ mm - parafusos HBS+ $\varnothing 5$ mm

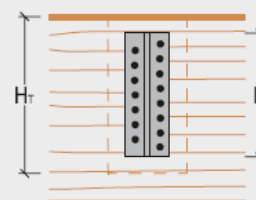
Aparafusamento total Trave principal - Trave secundária						
Altura suporte ALU H [mm]	Larg. min. trave secund. $B_{NT,MIN}$ [mm]	Altura mínima Traves $H_{T,MIN}$ [mm]	Parafusos HBS+ $\varnothing 5,0 \times 60$ [peç.]	cavilhas auto-perfurantes ⁽¹⁾ $\varnothing 7 \times 73$ ⁽²⁾ [peç.]	V_{adj} admissível ⁽³⁾ [KN]	R_{yk} característico ⁽⁴⁾ [KN]
65	80	90	7	2	1,0	2,3
95	80	120	11	3	3,8	10,6
125	80	150	15	4	6,2	18,9
155	80	180	19	5	8,5	27,9
185	80	210	23	6	10,9	34,7



VALORES ESTÁTICOS - RESISTÊNCIA COM CORTE PARA LIGAÇÃO MADEIRA-MADEIRA

cavilhas lisas $\varnothing 8$ mm - parafusos HBS+ $\varnothing 5$ mm

Aparafusamento total Trave principal - Trave secundária						
Altura suporte ALU H [mm]	Larg. min. trave secund. $B_{NT,MIN}$ [mm]	Altura mínima Traves $H_{T,MIN}$ [mm]	Parafusos HBS+ $\varnothing 5,0 \times 60$ [peç.]	cavilhas lisas ⁽¹⁾ $\varnothing 8 \times 80$ ⁽²⁾ [peç.]	V_{adj} admissível ⁽³⁾ [KN]	R_{yk} característico ⁽⁴⁾ [KN]
65	80	90	7	2	1,0	2,3
95	80	120	11	3	3,8	10,6
125	80	150	15	4	6,2	18,9
155	80	180	19	5	8,5	27,9
185	80	210	23	6	10,9	37,9



Notas

⁽¹⁾ Entende-se o número mínimo de cavilhas para garantir a capacidade tabelada, é possível utilizar um número diferente de cavilhas em função da carga presente.

⁽²⁾ Entende-se o comprimento máximo das cavilhas para $B_{NT,min} = 80$ mm. Para bases maiores é possível utilizar comprimentos maiores.

⁽³⁾ Os valores admissíveis V_{adj} são calculados conforme norma DIN 1052:1088 e de acordo com ETA 09/0361.

⁽⁴⁾ Os valores característicos R_{yk} são calculados conforme norma EN 1995:2004 e de acordo com ETA 09/0361.

LIGAÇÕES ALUMIDI



AlumIDI

Ripas de comprimento 2,20 m a cortar conforme as **exigências da obra**

Para ligações seja **madeira-madeira** que **madeira-cimento**

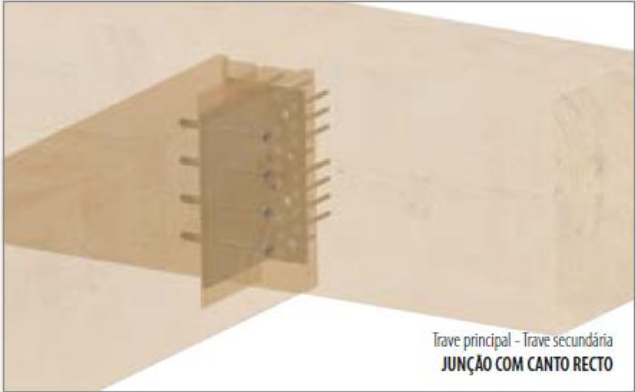
Incisões laterais a cada 40 mm para o corte de **peças por medida**



ALUMIDI SEM Furos
suporte oculto em liga de alumínio



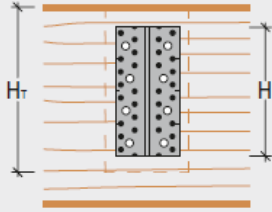
código	descrição	H [mm]	peças/embalagem
ALUMIDI80	sem furos	80	25
ALUMIDI120	sem furos	120	25
ALUMIDI160	sem furos	160	25
ALUMIDI200	sem furos	200	15
ALUMIDI240	sem furos	240	15
ALUMIDI2200	sem furos	2200	1



Trave principal - Trave secundária
JUNÇÃO COM CANTO RECTO

VALORES ESTÁTICOS - RESISTÊNCIA COM CORTE PARA LIGAÇÃO MADEIRA-MADEIRA
cavilhas auto-perfurantes $\varnothing 7$ mm - parafusos anker $\varnothing 4$ mm

Rebitagem total Trave principal - Trave secundária						
Altura suporte ALU H [mm]	Larg. min. trave secund. B _{NELMIN} [mm]	Altura mínima Traves H _{ELMIN} [mm]	Pregos anker $\varnothing 4,0 \times 60$ [peç.]	cavilhas auto-perfurantes ⁽¹⁾ $\varnothing 7 \times 113$ ⁽²⁾ [peç.]	V _{adj} admissível ⁽³⁾ [KN]	R _{kd} característico ⁽⁴⁾ [KN]
80	120	120	14	3	5,4	9,8
120	120	160	22	4	10,7	19,0
160	120	200	30	5	15,3	26,8
200	120	240	38	7	20,3	37,9
240	120	280	46	9	27,2	48,2
280*	120	320	54	10	28,9	59,0
320*	120	360	62	11	31,8	69,1
360*	120	400	70	12	34,7	79,0

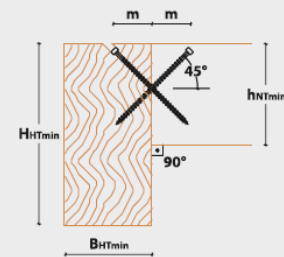


LIGAÇÕES COM PARAFUSOS VGZ DA ROTHOBLAAS

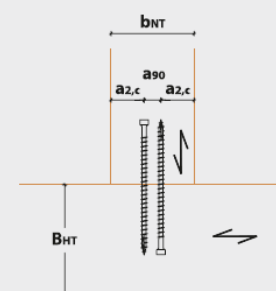
VALORES ESTÁTICOS - LIGAÇÃO COM CORTE PRINCIPAL - TRAVE SECUNDÁRIA

Junção com ângulo recto											
d_1 [mm]	L [mm]	S_g [mm]	$H_{HT\ min}$ [mm]	$B_{HT\ min}$ [mm]	$h_{NT\ min}$ [mm]	$b_{NT\ min}$ [mm]		m [mm]	Nº pares	V_{zul} admissível [kN]	$R_{v,k}$ característico [kN]
7	100	28	95	60	95	Sem pré-furo		45	1 2 3	1,39 2,77 4,16	2,74 5,49 8,23
						70	60				
						110	100				
	140	48	120	70	120	150	130	59	1 2 3	2,38 4,75 7,13	4,71 9,41 14,12
						70	60				
						110	100				
	180	68	150	85	150	150	130	74	1 2 3	3,37 6,73 10,10	6,67 13,33 20,00
						70	60				
						110	100				
	220	88	180	100	180	150	130	88	1 2 3	4,36 8,71 13,07	8,63 17,25 25,88
						70	60				
						110	100				
	260	108	205	115	205	150	130	102	1 2 3	5,35 10,69 16,04	10,59 21,17 31,76
						70	60				
						110	100				
9	300	128	235	130	235	150	130	116	1 2 3	6,34 12,67 19,01	12,55 25,09 37,64
						70	60				
						110	100				
	340	148	265	145	265	150	130	130	1 2 3	7,33 14,65 21,98	14,51 29,01 43,52
						70	60				
						110	100				
	160	58	135	80	135	140	130	67	1 2 3	3,69 7,38 11,07	7,31 14,62 21,93
						190	170				
						70	60				
	200	78	165	95	165	140	130	81	1 2 3	4,96 9,93 14,89	9,83 19,66 29,49
						190	170				
						70	60				
	240	98	190	105	190	140	130	95	1 2 3	6,24 12,47 18,71	12,35 24,70 37,05
						190	170				
						70	60				
	280	118	220	120	220	140	130	109	1 2 3	7,51 15,02 22,53	14,87 29,74 44,61
						190	170				
						70	60				
	320	138	250	135	250	140	130	123	1 2 3	8,78 17,56 26,35	17,39 34,78 52,18
						190	170				
						70	60				
	360	158	275	150	275	140	130	137	1 2 3	10,06 20,11 30,17	19,91 39,82 59,74
						190	170				
						70	60				
	400	178	305	165	305	140	130	151	1 2 3	11,33 22,66 33,98	22,43 44,87 67,30
						190	170				
						70	60				
	450	203	340	180	340	140	130	169	1 2 3	12,92 25,84 38,76	25,58 51,17 76,75
						190	170				
						70	60				
	500	228	375	200	375	140	130	187	1 2 3	14,51 29,02 43,53	28,73 57,47 86,20
						190	170				
						70	60				

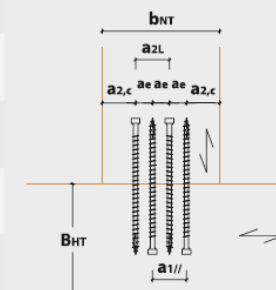
GEOMETRIA E MONTAGEM:



1 par:



2 ou mais pares:



LIGAÇÕES HILTI



Valores resistentes de referência (para uma fixação isolada)

Todos os dados nesta secção aplicam-se para

Para mais informações consultar
Método de Dimensionamento Simplificado

- Correcta instalação (ver sequência de instalação)
- Sem influências de bordos e espaçamentos entre fixações
- Ruptura do aço
- Classe do parafuso 8.8
- Espessura do material base conforme especificado na tabela abaixo
- Uma profundidade de embebimento típica conforme especificado na tabela abaixo
- Um material de ancoragem conforme especificado nas tabelas abaixo
- Betão C 20/25, $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Gama de temperatura I
(temperatura mín. do material base: -40°C ; temperatura máx. do material base a longo/curto prazo: $+24^\circ\text{C}/40^\circ\text{C}$)
- Gama de temperatura de instalação: $+5^\circ\text{C}$ a $+40^\circ\text{C}$

Profundidade de embebimento e espessura do material base para valores resistentes de referência.

Resistência última média, resistência característica, resistência de cálculo, cargas recomendadas.

Diâmetro da ancoragem	M8	M10	M12	M16	M20
Profund. de embebimento [mm]	90	110	125	170	205
Espessura do material base [mm]	120	150	170	230	270

Resistência última média ^{a)}: betão C 20/25 – $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$, fixação HIS-N

Dados de acordo com a ETA-04/0027, edição 2009-05-20						
Diâmetro da ancoragem	M8	M10	M12	M16	M20	
Tracção N_{Rk} HIS-N [kN]	26,3	48,3	70,4	123,9	114,5	
Corte V_{Rk} HIS-N [kN]	13,7	24,2	41,0	62,0	57,8	

Resistência característica: betão C 20/25 – $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$, fixação HIS-N

Dados de acordo com a ETA-04/0027, edição 2009-05-20						
Diâmetro da ancoragem	M8	M10	M12	M16	M20	
Tracção N_{Rk} HIS-N [kN]	25,0	46,0	67,0	111,9	109,0	
Corte V_{Rk} HIS-N [kN]	13,0	23,0	39,0	59,0	55,0	