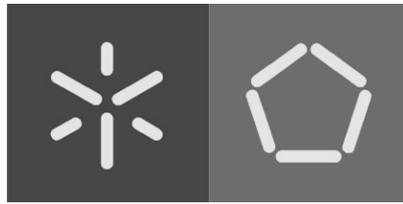


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

João Paulo Costa Araújo

**Comportamento sísmico
de um sistema log-house**

Junho de 2010



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

João Paulo Costa Araújo

**Comportamento sísmico
de um sistema log-house**

Dissertação de Mestrado

Ciclo de Estudos Integrado em Engenharia Civil

Orientação científica do

Professor Doutor Jorge Manuel Gonçalves Branco

Junho de 2010

DECLARAÇÃO

João Paulo Costa Araújo

Correio electrónico: jparaujo.civil@gmail.com

Tlm: 912800474

Número do Bilhete de Identidade: 13209714

Título dissertação:

Comportamento sísmico de um sistema log-house

Ano de conclusão: 2010

Orientador:

Professor Doutor Jorge Manuel Gonçalves Branco

Designação do Mestrado:

Ciclo de Estudos Integrados em Engenharia Civil

Escola de Engenharia

Departamento de Engenharia Civil

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO,
MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE

Guimarães, ___/___/_____

Assinatura: _____

AGRADECIMENTOS

É com satisfação e reconhecimento que expresso aqui os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação.

Não posso, contudo, deixar de agradecer de uma forma especial ao Professor Jorge Branco pela orientação, mas sobretudo, pelo interesse e total disponibilidade sempre demonstrados.

Agradeço também à “*Rusticasa*” todo o apoio oferecido à realização dos vários ensaios experimentais aqui reportados.

Por fim deixo um agradecimento sincero aos meus pais pela compreensão e apoio incondicional demonstrados desde sempre e que agora levaram ao concretizar deste objectivo, bem como pela certeza da continuidade do seu apoio perante os objectivos futuros.

RESUMO

A madeira, enquanto material de construção, já ocupou no passado um lugar de destaque. Contudo, o aparecimento de outros materiais, como o aço e o betão, levou quase ao seu abandono total para fins estruturais. Excepção a esta tendência viveu-se nos países do Norte e Centro da Europa, sendo exemplo o sistema construtivo “Log-house”. Este sistema construtivo consiste na construção de paredes através da sobreposição de troncos de secção circular ou rectangular, geralmente possuindo nas faces superior e inferior um entalhe de forma a aumentar a superfície de contacto e a estabilidade.

As paredes que constituem este sistema construtivo conferem-lhe resistência estrutural e estabilidade face às acções verticais e horizontais, quer no seu plano, quer no plano perpendicular. A resistência às acções verticais depende da área de contacto entre os toros e da resistência à compressão perpendicular às fibras da madeira, enquanto as acções horizontais perpendiculares ao plano da parede serão suportadas pelas paredes transversais, dependendo a estabilidade das paredes a acções horizontais no seu plano do atrito desenvolvido nos entalhes que cada toro possui e da resistência oferecida pelas paredes ortogonais.

Face à falta de conhecimento do comportamento destas construções em caso de ocorrência de um sismo, pretende-se, com o presente trabalho, avaliar numericamente o seu comportamento face à acção sísmica, recorrendo-se para tal a modelos simplificados. Estas análises baseiam-se nos resultados e conclusões de uma campanha de ensaios experimentais realizada previamente, com o objectivo de estudar o comportamento no plano das paredes comercializadas pela empresa *Rusticasa*, quando sujeitas a acções monotónicas e cíclicas.

PALAVRAS-CHAVE

Log-house, paredes, comportamento no plano, ensaios cíclicos, sismos

ABSTRACT

Timber as building material has held in the past a prominent importance. However, with the emergence of new materials such as steel and concrete, its structural use becomes limited. Exception to this trend happened in North and Central Europe, where the timber system "Log-house", which involves the construction of walls by overlapping logs of circular or rectangular, usually having the faces upper and lower a notch in order to increase the surface contact and stability, was never abandoned.

The walls that make up this building system give its structural strength and stability with respect to the vertical and horizontal actions, both in its plan and in the perpendicular. The resistance to vertical actions depends on the contact area between the logs and on the timber compressive strength perpendicular to grain. Horizontal loads perpendicular to the wall will be supported by the transverse walls while, the horizontal in-plane loads will be carried out by friction and by the resistance offered by the orthogonal walls.

Given the lack of understanding of the behavior of the log-house system under earthquakes, this study aims to evaluate numerically its behavior under seismic actions. Such analysis will be based on the findings and conclusions achieved throughout monotonic and cyclic full-scale tests of timber log walls, performed previously, with the aim to have the European Technical Approval.

KEYWORDS

Log-house, walls, In-plane behavior, cyclic tests, earthquake

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
PALAVRAS-CHAVE	v
ABSTRACT	vii
KEYWORDS.....	vii
ÍNDICE DE TEXTO.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE TABELAS.....	xv
SIMBOLOGIA.....	xvii

Capítulo 1 INTRODUÇÃO

Capítulo 2 ESTADO DO CONHECIMENTO

Capítulo 3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Capítulo 4 ANÁLISE SÍSMICA ATRAVÉS DE MODELOS SIMPLIFICADOS

Capítulo 5 CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

ANEXO

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS PROPOSTOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3

Capítulo 2

ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 SISTEMA CONSTRUTIVO	5
2.1.1 Toros de madeira lamelada colada	5
2.1.2 Ligação toro-fundação	11
2.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO.....	16
2.2.1 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8.....	16
2.2.2 Factor de comportamento (q) do sistema Log-house	16
2.2.3 Ligação à fundação	17

Capítulo 3

ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 ÂMBITO DOS ENSAIOS	19
3.2 COMPORTAMENTO NO PLANO DA LIGAÇÃO TORO-TORO	19
3.2.1 Ensaios com provetes de 3 toros	19
3.2.2 Análise dos resultados.....	21
3.2.3 Ensaios com provetes de 5 toros	22
3.2.4 Análise dos resultados.....	24
3.3 COMPORTAMENTO NO PLANO DA LIGAÇÃO TORO-FUNDAÇÃO.....	26
3.4 COMPORTAMENTO NO PLANO DE PAREDES DE TRONCOS	29
3.4.1 Ensaios com paredes à escala real	29

3.4.2	Análise dos resultados	33
3.4.3	Capacidade de dissipação	36
3.4.4	Modos de rotura.....	37
3.4.5	Rigidez.....	38

Capítulo 4

ANÁLISE SÌSMICA ATRAVÉS DE MODELOS SIMPLIFICADOS

4.1	CASO DE ESTUDO	43
4.2	MÉTODO DE ANÁLISE EM FUNÇÃO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA	45
4.2.1	Descrição do método	45
4.2.2	Verificação dos critérios de regularidade em planta e em altura	48
4.2.3	Determinação do peso transmitido pelo edifício	49
4.2.4	Determinação do espectro de resposta.....	49
4.2.5	Determinação das forças sísmicas	51
4.2.6	Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos entre paredes	53
4.2.7	Verificação da resistência ao corte ao nível da fundação.....	54
4.2.8	Verificação da estabilidade global do edifício.....	55
4.3	MÉTODO DE ANÁLISE EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DAS PAREDES	56
4.3.1	Calibração dos modelos em SAP2000.....	57
4.3.2	Rigidez das paredes e forças sísmicas	58
4.3.3	Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos entre paredes	60
4.3.4	Verificação da resistência ao corte ao nível da fundação.....	61
4.3.5	Verificação estabilidade global do edifício.....	62
4.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	62
4.4.1	Cruzamentos entre paredes.....	63
4.4.2	Ligação das paredes à fundação	66

Capítulo 5

CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1	CONCLUSÕES	69
5.2	PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Principais características do sistema estrutural em estudo	2
Figura 2 – Secções transversais dos toros de madeira.....	5
Figura 3 – Cruzamento em meia-madeira.....	6
Figura 4 – Ligação em cauda de andorinha	6
Figura 5 – Exemplos do cálculo das áreas de resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras da madeira.....	8
Figura 6 – Chapa metálica para ligação entre o primeiro toro e a base de fundação	11
Figura 7 – Detalhes das ancoragens às fundações	18
Figura 8 – Esquema dos ensaios com provetes de 3 toros.....	20
Figura 9 – Fotografia dos ensaios com provetes de 3 toros e instrumentação utilizada	21
Figura 10 – Curvas força-deslocamento vertical dos ensaios com provetes de 3 toros.....	21
Figura 11 – Curvas força-deslocamento horizontal dos ensaios com provetes de 3 toros ...	22
Figura 12 – Procedimento de carga adoptado para os ensaios cíclicos	23
Figura 13 – Esquema dos ensaios com provetes de 5 toros.....	24
Figura 14 – Fotografia dos ensaios com provetes de 5 toros	24
Figura 15 – Definição de coeficiente de amortecimento viscoso equivalente para um ciclo .	25
Figura 16 – Ensaios da ligação toro-fundação	26
Figura 17 – Evolução no tempo dos deslocamentos impostos nos ensaios da ligação toro-fundação.....	27
Figura 18 – Curvas força-deslocamento obtidas para os ensaios da ligação toro-fundação	27
Figura 19 – Esquema de ensaio e instrumentação utilizada	32
Figura 20 – Esquema da instrumentação utilizada no ensaio da parede com 135cm de altura	32
Figura 21 – Fotografias dos ensaios em paredes à escala real	33
Figura 22 – Curvas força-deslocamento no topo da parede, obtidas nos ensaios monotónicos	33
Figura 23 – Curvas força-deslocamento no topo da parede obtidas nos ensaios monotónicos e cíclicos.....	35
Figura 24 – Curva força-deslocamento no topo da parede de 135 cm de altura	35
Figura 25 – Evolução da força máxima com a pré-compressão vertical.....	36

Figura 26 – Deformadas das paredes ensaiadas (deformação horizontal ampliada 10x).....	37
Figura 27 – Envolventes para o cálculo da rigidez das paredes à escala real.....	39
Figura 28 – Evolução da rigidez das paredes do tipo 1 com a força vertical	41
Figura 29 – Evolução da rigidez das paredes do tipo 2 com a força vertical	42
Figura 30 – Evolução da rigidez das paredes do tipo 1 com a esbelteza	42
Figura 31 – Plantas do edifício em análise.....	44
Figura 32 – Corte A-A do edifício em análise	45
Figura 33 – Espectros de resposta para as duas acções sísmicas de referência.....	51
Figura 34 – Áreas de influência das paredes do rés-do-chão, segundo a direcção X	52
Figura 35 – Representação das ancoragens entre o primeiro toro e a fundação	55
Figura 36 – Forças aplicadas para verificação da estabilidade global do edifício.....	56
Figura 37 – <i>NLLink's</i> considerados na modelação em SAP2000	57
Figura 38 – Disposição dos varões metálicos a colocar na parede 7a	66
Figura 39 – Detalhe dos chumbadouros propostos	67

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores das áreas resistentes em função do tipo de cruzamento e espessura da parede	8
Tabela 2 – Capacidade resistente das paredes a acções horizontais no seu plano por cada cruzamento e em função da combinação e duração da carga (Classe 3)	9
Tabela 3 – Dados geométricos e materiais para o cálculo da capacidade resistente de um parafuso por plano de corte	14
Tabela 4 – Capacidade resistente ao corte de um parafuso por plano de corte.....	15
Tabela 5 – Principais resultados obtidos nos ensaios cíclicos com 5 toros sobrepostos.....	25
Tabela 6 – Força máxima e rigidez obtidas nos ensaios de corte da ligação toro-fundação	28
Tabela 7 – Força máxima e rigidez obtidas nos ensaios de tracção da ligação toro-fundação	29
Tabela 8 – Ensaio realizados com paredes de toros à escala real	30
Tabela 9 – Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (v_{eq}) das paredes à escala real	37
Tabela 10 – Rigidez das paredes à escala real, de acordo com a primeira metodologia considerada.....	38
Tabela 11 – Rigidez das paredes à escala real, de acordo com a segunda metodologia considerada	40
Tabela 12 – Peso transmitido pelo edifício.....	49
Tabela 13 – Dados de entrada nas expressões do espectro de resposta de cálculo (solo do tipo A)	50
Tabela 14 – Forças sísmicas a actuar em cada plano de corte.....	51
Tabela 15 – Distribuição das forças sísmicas por cada parede do rés-do-chão em função da sua área de influência.....	52
Tabela 16 – Distribuição das forças sísmicas por cada parede do andar em função da sua área de influência	53
Tabela 17 – Áreas resistentes ao corte e à compressão perpendicular às fibras.....	53
Tabela 18 – Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras, segundo o método das áreas de influência.....	54

Tabela 19 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, em função da sua área de influência	55
Tabela 20 – Valores de K_{U2} relativos aos <i>NLLink's</i> dos ensaios em paredes à escala real ..	58
Tabela 21 – Cargas de compressão vertical actuantes nas paredes do rés-do-chão.....	58
Tabela 22 – Cargas de compressão vertical actuantes nas paredes do andar.....	59
Tabela 23 – Valores de K_{U2} relativos às molas a colocar nas paredes em estudo	59
Tabela 24 – Distribuição das forças de corte por cada parede do rés-do-chão em função da sua rigidez	60
Tabela 25 – Distribuição das forças de corte por cada parede do andar em função da sua rigidez.....	60
Tabela 26 – Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras, segundo o método da rigidez.....	61
Tabela 27 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, em função da sua rigidez.....	62
Tabela 28 – Comparação das verificações ao corte e à compressão perpendicular às fibras	63
Tabela 29 – Dados para o cálculo da capacidade resistente ao corte das cavilhas por plano de corte.....	65
Tabela 30 – Capacidade resistente ao corte de uma cavilha por plano de corte.....	65
Tabela 31 – Comparação das verificações ao corte, ao nível da ligação das paredes à fundação.....	66
Tabela 32 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, considerando a substituição das chapas metálicas por chumbadouros ($\phi 12$).....	68

SIMBOLOGIA

Siglas

EOTA - European Organization for Technical Approvals

LVDT - Linear Variable Displacement Transducer

SAP2000 - Programa de análise estrutural (versão 14)

Notações Escalares Maiúsculas Latinas

$F_{ax,Rk}$ - valor característico da resistência ao arranque do ligador (MPa)

F_v - valor da carga de compressão vertical aplicada (kN)

$F_{v,Rd}$ - valor de cálculo da resistência da ligação por plano de corte e por ligador (N)

$F_{v,Rk}$ - valor característico da resistência da ligação por plano de corte e por ligador (N)

M_{Rd} - Momento resistente (kN.m)

M_{Sd} - Momento actuante (kN.m)

$M_{y,Rk}$ - valor característico do momento de cedência plástica do ligador (N.mm)

S - factor do terreno

$S_d(T)$ - aceleração espectral normalizada pela aceleração da gravidade

T_B - limite inferior do período correspondente ao troço recto do espectro de resposta associado à aceleração máxima (s)

T_C - limite superior do período correspondente ao troço recto do espectro de resposta associado à aceleração máxima (s)

T_D - período correspondente ao início do intervalo de deslocamentos constantes do espectro de resposta (s)

T_1 - período fundamental de vibração do edifício (s)

Notações Escalares Minúsculas Latinas

a_g - aceleração de pico do solo (m/s^2)

d - diâmetro do ligador (mm)

$f_{ax,k}$ - valor característico da tensão de arranque do ligador (MPa)

$f_{c,90,d}$ - valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio (MPa)

- $f_{c,90,k}$ - valor característico da resistência à compressão perpendicular ao fio (MPa)
 $f_{h,k}$ - valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira (MPa)
 f_u - tensão de cedência do aço utilizado no fabrico do ligador (MPa)
 $f_{v,d}$ - valor de cálculo da resistência ao corte da madeira (MPa)
 $f_{v,k}$ - valor característico da resistência ao corte da madeira (MPa)
 k_{mod} - factor de correcção que tem em conta a duração de aplicação da carga e a classe de serviço
 l_{ef} - comprimento efectivo do ligador (mm)
 n_{ef} - número efectivo de ligadores
 q - coeficiente de comportamento do edifício
 t_1 - penetração do ligador na madeira (mm)

Notações Escalares Gregas

- β - coeficiente de valor mínimo da aceleração espectral (valor recomendado de 0,2)
 ρ_k - valor característico da massa volúmica da madeira (kg/m^3)
 $\sigma_{c,90,d}$ - tensão de projecto de compressão perpendicular às fibras (MPa)
 τ_d - tensão de projecto de corte (MPa)
 γ_M - factor parcial de segurança relativo à resistência do ligador

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A madeira, enquanto material de construção, já ocupou noutros tempos um lugar de destaque devido à sua disponibilidade na natureza, ao seu custo, relativamente baixo, bem como à sua variada aplicabilidade na construção. Contudo, com o aparecimento de outros materiais, como o aço e o betão, a madeira foi caindo em desuso na maior parte dos países da Europa, tendo esta tendência encontrado resistência nos países nórdicos onde a madeira continua a ser um material preponderante na construção. Um exemplo disso é o sistema construtivo “Log-house”, característico da construção de habitações em madeira do Norte e Centro da Europa, e que consiste na construção de paredes através da sobreposição de troncos de secção circular ou rectangular, geralmente possuindo nas faces superior e inferior um entalhe de forma a aumentar a superfície de contacto e a estabilidade.

As paredes que constituem este sistema construtivo conferem-lhe resistência estrutural e estabilidade face às acções verticais (acções permanentes, sobrecarga de utilização e neve) e horizontais (vento e sismo) a que estão sujeitas. No que concerne às acções verticais, as paredes são submetidas a acções no seu plano, sendo, desta forma, solicitadas à compressão perpendicular às fibras, dependendo por isso, a sua capacidade resistente, da área de contacto e resistência à compressão perpendicular às fibras da madeira. No que diz respeito a acções horizontais, as paredes podem ser submetidas a acções no seu plano e fora deste, ou seja, no plano perpendicular ao da parede. Na direcção perpendicular ao seu plano, o comportamento das paredes aproxima-se ao de uma viga simplesmente apoiada, localizando-se os apoios nas intercepções com paredes ortogonais a estas. As acções passíveis de mobilizar esta resistência são o vento e cargas de impacto. Na direcção do seu plano, a estabilidade das paredes baseia-se no atrito desenvolvido nos entalhes que cada toro possui e na resistência oferecida nas zonas em que paredes ortogonais se cruzam. A

maioria dos sistemas comercializados prevê ainda a colocação de varões metálicos que trespassem dois a três toros. A ligação das paredes à fundação é garantida pela fixação do primeiro tronco à base de fundação, através de chapas metálicas aparafusadas ao tronco de madeira e fixas à laje de fundação por intermédio de buchas metálicas expansivas ou recorrendo a chumbadouros (Branco *et al.* 2009).

Na Figura 1 apresentam-se as principais características do comportamento estrutural do sistema construtivo em estudo.

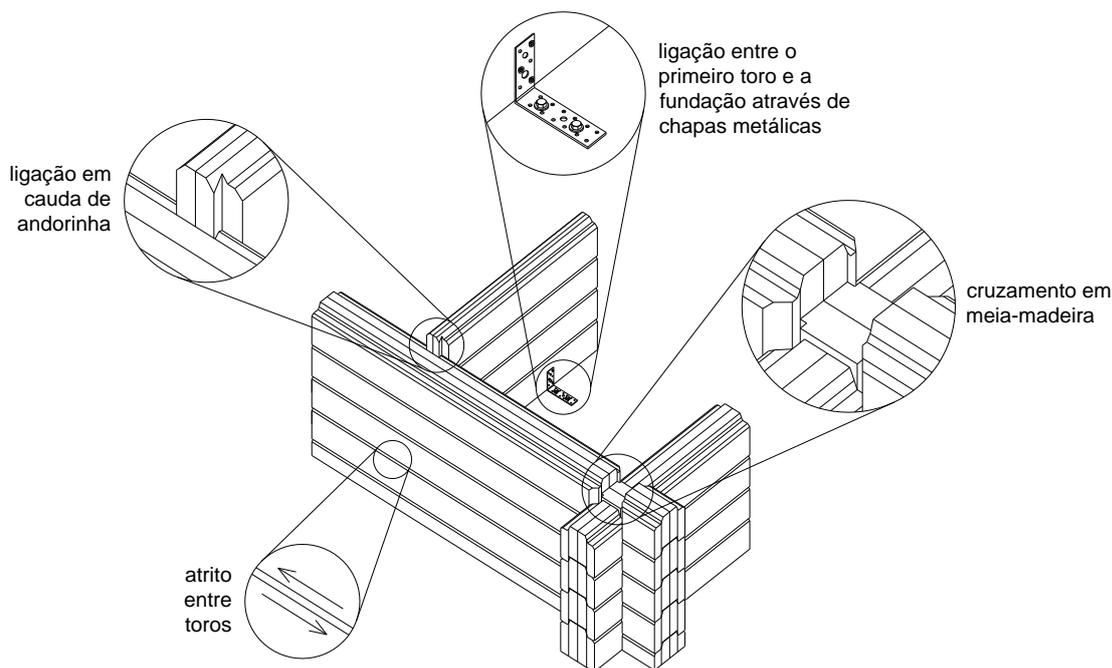


Figura 1 – Principais características do sistema estrutural em estudo

A empresa “*Rusticasa*”, localizada em Vila Nova de Cerveira, produz, comercializa e aplica, desde 1978, casas pré-fabricadas com paredes de toros em madeira lamelada colada empilhados. No âmbito do seu processo de Aprovação Técnica Europeia, esta empresa contactou o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho para a realização de vários estudos numéricos e experimentais necessários à preparação da candidatura a submeter ao EOTA (European Organization for Technical Approvals), de acordo com o estabelecido na ETAG 012.

Face à falta de conhecimento do comportamento destas construções em caso de ocorrência de um sismo, pretende-se, com o presente trabalho, avaliar numericamente o seu comportamento face às referidas acções, recorrendo-se para tal a modelos simplificados. A referida análise terá por base os resultados e conclusões de uma campanha de ensaios

experimentais realizada previamente, com o objectivo de estudar o comportamento no plano das paredes comercializadas pela empresa “*Rusticasa*”, quando sujeitas a acções monotónicas e cíclicas.

1.2. OBJECTIVOS PROPOSTOS

A presente dissertação tem como objectivo central avaliar o comportamento sísmico de um sistema log-house, no caso particular, o sistema construtivo com base em paredes de toros de madeira produzidos pela empresa “*Rusticasa*”.

Numa primeira fase pretende-se analisar os resultados obtidos nos ensaios de paredes à escala real de forma a identificar mecanismos de transmissão de forças e modos de rotura. Esta análise permitirá a calibração de modelos simplificados para a quantificação da resistência ao corte no plano de paredes de toros representativas do sistema log-house em estudo. De seguida, estudar-se-á o comportamento sísmico global das construções log-house. Com base nos resultados experimentais existentes e nos modelos simplificados desenvolvidos, pretende-se propor uma metodologia para a avaliação da vulnerabilidade sísmica deste género de ligações de acordo com o Eurocódigo 8.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos, conforme se descreve de seguida, constituindo a presente introdução o primeiro capítulo.

No capítulo 2, denominado de “Estado do conhecimento”, apresenta-se o sistema construtivo em estudo e suas características, bem como, algumas conclusões de estudos entretanto publicados e regulamentação existente com vista à análise do comportamento sísmico destas construções.

No capítulo 3 são apresentadas as conclusões da análise dos resultados experimentais das ligações toro-fundação e toro-toro e de paredes à escala real. Neste capítulo procede-se a uma avaliação da rigidez e capacidade de dissipação de energia, bem como análise dos mecanismos de rotura e de transmissão de forças e determinação das variáveis condicionantes do comportamento destas paredes.

No capítulo 4 procede-se a análises numéricas do sistema construtivo através de modelos simplificados, procedendo-se à análise sísmica deste sistema construtivo através da análise de um caso de estudo, segundo dois métodos, um baseado nas áreas de influência de cada parede e outro baseado na sua rigidez.

No capítulo 5, encontram-se sumariadas as principais conclusões e são sugeridos futuros desenvolvimentos com base na experiência e conhecimentos adquiridos no decorrer dos trabalhos.

CAPÍTULO 2

ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 SISTEMA CONSTRUTIVO

O sistema construtivo, objecto de estudo no presente trabalho, é produzido e comercializado pela empresa “*Rusticasa*”, apresentando-se de seguida as suas características principais.

2.1.1 Toros de madeira lamelada colada

O sistema construtivo em análise baseia-se na utilização de toros, também designados troncos, sobrepostos horizontalmente para constituir as paredes. Os toros de madeira são obtidos a partir da colagem de lamelas, face a face (glulam vertical), de acordo com a EN 386:2001, podendo apresentar três possíveis espessuras, 80 mm, 120 mm e 160 mm, materializadas pela colagem de 2, 3 e 4 lamelas, respectivamente.

Os toros são fresados longitudinalmente com um perfil do tipo macho-fêmea de forma a encaixarem uns nos outros, de acordo com as secções apresentadas na Figura 2.

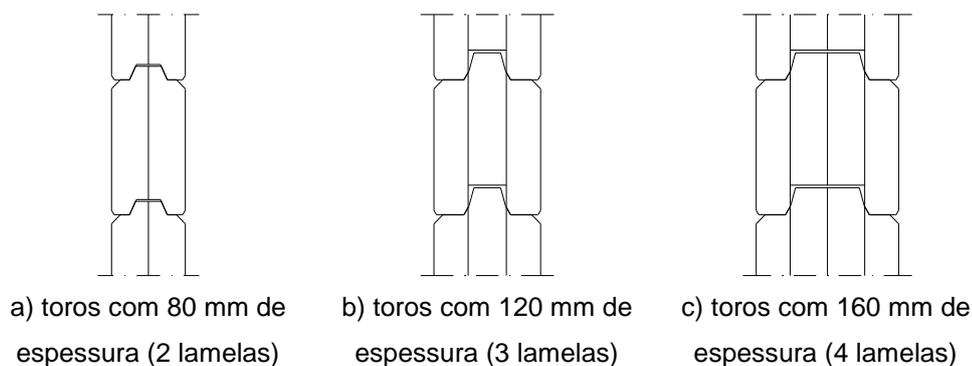


Figura 2 – Secções transversais dos toros de madeira

Na direcção do seu plano, a estabilidade das paredes face a acções horizontais baseia-se no atrito desenvolvido nos entalhes que cada toro possui e na resistência oferecida nos cruzamentos entre paredes ortogonais. As paredes ortogonais conferirão também resistência face às acções horizontais perpendiculares ao plano da parede, dado que, conforme referido no capítulo anterior, a parede se comportará como uma viga simplesmente apoiada, sendo os apoios materializados pela intercepção com as paredes transversais.

A intercepção de paredes pode efectuar-se entre duas paredes exteriores ou entre uma parede exterior e uma parede interior. As paredes exteriores cruzam-se a meia madeira (Figura 3) e a intercepção entre uma parede interior com uma parede exterior é realizada utilizando uma ligação em cauda de andorinha (Figura 4).

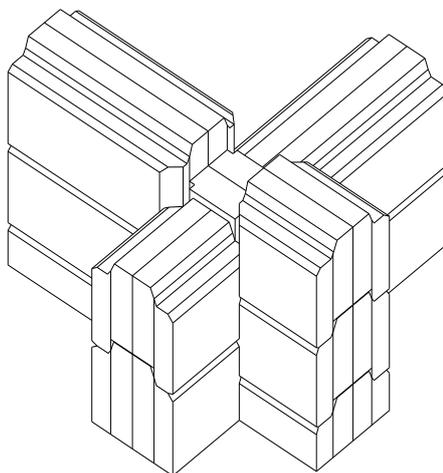


Figura 3 – Cruzamento em meia-madeira

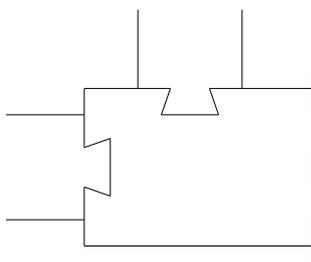


Figura 4 – Ligação em cauda de andorinha

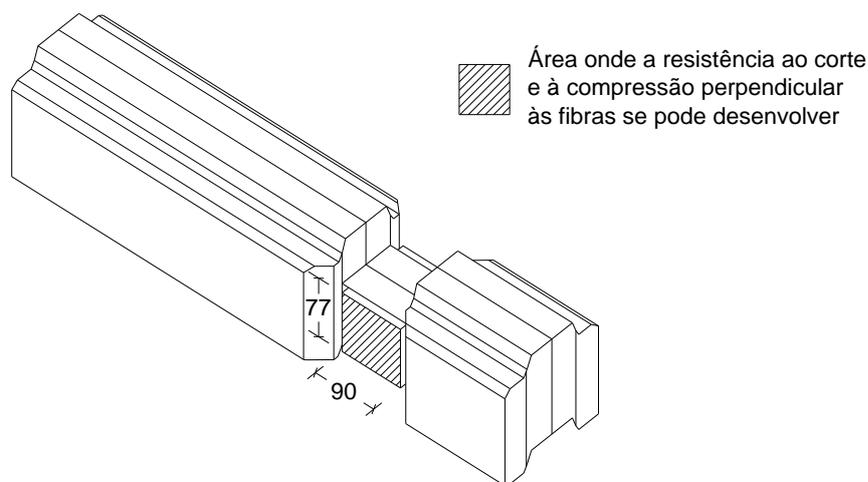
O sistema comercializado pela empresa “*Rusticasa*” define como distância máxima entre duas intercepções consecutivas: 4 metros para paredes de 80 milímetros, 6 metros para paredes de 120 milímetros e 8 metros no caso de paredes de 160 milímetros de espessura.

A particularidade deste sistema construtivo é que a resistência das paredes no seu plano tem por base essencialmente as propriedades da madeira e não tanto a participação de elementos metálicos. Assim sendo, e apesar de não existirem elementos metálicos na constituição de uma parede, não parece adequado considerar estes sistemas estruturais como não dissipativos, tendo em conta o atrito que se desenvolve entre os vários toros. O atrito, mesmo sendo um mecanismo resistente, não pode ser considerado como tal, de acordo com o Eurocódigo 5, pelo que a resistência das paredes no seu plano baseia-se unicamente na capacidade resistente à compressão perpendicular às fibras e ao corte que se desenvolve no cruzamento entre paredes. Isto porque a madeira apresenta uma capacidade resistente à compressão na direcção do fio superior à compressão na direcção perpendicular ao fio. A capacidade resistente oferecida pelo cruzamento de duas paredes pode ser quantificada como (Relatório N.º 07-DEC/E-22):

$$R_h = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{c,90,d} \times A_{r,comp} \\ f_{v,d} \times A_{r,corte} \times 4/3 \end{array} \right. \quad (1)$$

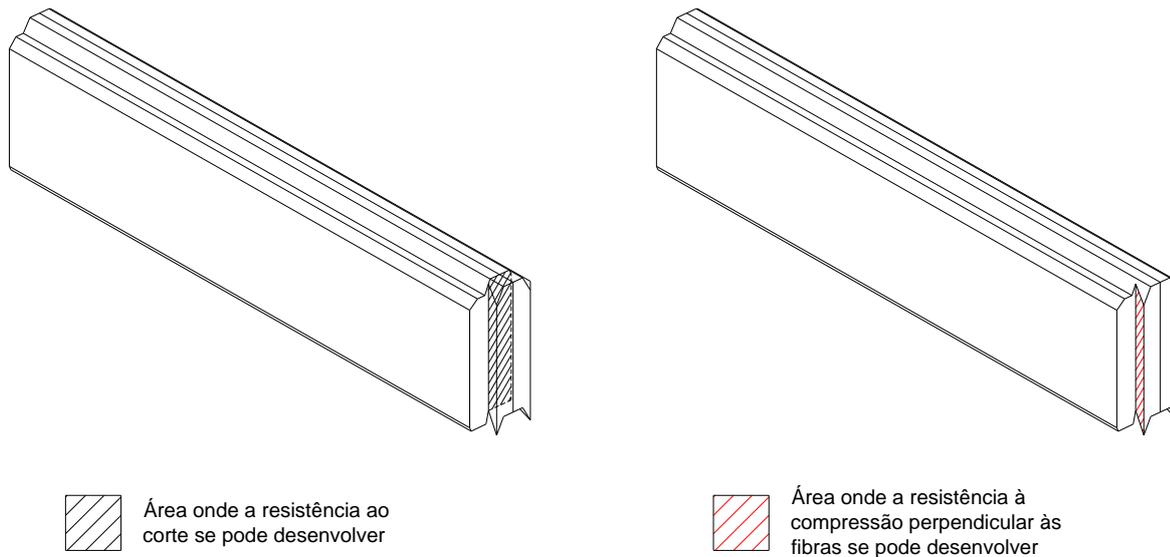
em que $f_{c,90,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio, $f_{v,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte, $A_{r,comp}$ e $A_{r,corte}$ representam, respectivamente, a área onde a resistência à compressão perpendicular ao fio e ao corte, se podem desenvolver.

As áreas onde a resistência à compressão perpendicular ao fio e ao corte se podem desenvolver ($A_{r,comp}$ e $A_{r,corte}$) foram determinadas de acordo com os exemplos apresentados na Figura 5, sendo os resultados apresentados na Tabela 1.



(a) Cruzamento entre duas paredes exteriores com 160mm de espessura

Figura 5 – Exemplos do cálculo das áreas de resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras da madeira (continua)



(b) Cruzamento entre uma parede exterior e uma interior com 80mm de espessura

Figura 5 – Exemplos do cálculo das áreas de resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras da madeira

Tabela 1 – Valores das áreas resistentes em função do tipo de cruzamento e espessura da parede (Relatório N.º 07-DEC/E-22)

Cruzamento	Espessura (mm)	$A_{r,comp} [bxh]$ (mm)	$A_{r,corte}$ (mm)
Entre paredes exteriores	160	$90 \times 77 = 6930$	6930
Entre paredes exteriores	120	$50 \times 77 = 3850$	3850
Parede interior com parede exterior	80	$36 \times 133 = 4788$	4788
Parede interior com parede exterior	120	$38,15 \times 117 = 4464$	4464

De forma a clarificar os valores da altura (h) utilizados nos cálculos apresentados na tabela anterior, apresenta-se a sua determinação nas expressões seguintes:

$$h_{p,exterior\text{es}} = 70-15+55-33=77\text{mm} \tag{2}$$

$$h_{p,exterior\text{es-interior\text{es}80\text{mm}}} = 180-30-17=133\text{mm} \tag{3}$$

$$h_{p,exterior\text{es-interior\text{es}120\text{mm}}} = 180-30-33=117\text{mm} \tag{4}$$

A expressão (1) é válida tanto para intercepção de paredes exteriores como para cruzamento de paredes interiores com paredes exteriores, independentemente da sua espessura. São os termos relativos às áreas onde se desenvolvem os respectivos

mecanismos de resistência ($A_{r,comp}$ e $A_{r,corte}$) que fazem a distinção entre as várias situações possíveis. O resultado obtido é a capacidade resistente da parede a acções horizontais no seu plano por cada cruzamento. No caso prático de termos uma parede com vários cruzamentos, o valor total da capacidade resistente a acções horizontais no seu plano é o resultado de um somatório das diferentes resistências oferecidas pelos diversos cruzamentos (Relatório N.º 07-DEC/E-22):

$$R_{h,TOTAL} = \sum_{i=1}^n R_{h,i} \quad (5)$$

em que $R_{h,i}$ é a capacidade resistente a acções horizontais no plano da parede, garantida pelo cruzamento i .

Na Tabela 2 (Relatório N.º 07-DEC/E-22) apresenta-se a capacidade resistente das paredes a acções horizontais no seu plano por cada cruzamento e em função da combinação e duração da carga assumindo classe de serviço 3.

Tabela 2 – Capacidade resistente das paredes a acções horizontais no seu plano por cada cruzamento e em função da combinação e duração da carga (Classe 3)

Combinação	Duração	Exemplo	Cruzamento	Resist. (R_h)
Acidental	Instantânea	Sismo	2 paredes exteriores de 160 mm	13,72 kN
Acidental	Instantânea	Sismo	2 paredes exteriores de 120 mm	7,62 kN
Fundamental	Curta	Vento	2 paredes exteriores de 160 mm	8,54 kN
Fundamental	Curta	Vento	2 paredes exteriores de 120 mm	4,74 kN
Acidental	Instantânea	Sismo	Interior 80 mm com parede exterior	9,48 kN
Acidental	Instantânea	Sismo	Interior 120 mm com parede exterior	8,84 kN
Fundamental	Curta	Vento	Interior 80 mm com parede exterior	5,90 kN
Fundamental	Curta	Vento	Interior 120 mm com parede exterior	5,50 kN

Assim, a capacidade resistente de uma parede exterior com 160 mm de espessura, frente a acções horizontais no seu plano, quando submetida à acção do vento e tendo em conta que ao longo do seu comprimento é interceptada por 3 paredes interiores de 80 mm de espessura, vem dada por:

$$R_{h,TOTAL} = 8,54 \times 2 + 5,90 \times 3 = 34,78 \text{ kN} \quad (6)$$

A madeira que constitui as lamelas é da espécie *Pinus sylvestris* L. (Casquinha), adquirida ao fornecedor escandinavo com o requisito mínimo de ser pertencente à Classe de Qualidade VI, ou Classe C segundo a nova designação (Anon, 1994), ou seja, a madeira das lamelas é adquirida tendo por base uma classificação visual para fins não estruturais. Previamente à sua colagem não é conhecida a classe de resistência das lamelas, pelo que é impossível, à luz da normalização actual, prever o comportamento dos toros, sendo a sua caracterização apenas possível através de uma análise experimental.

Deste modo, foi prevista uma campanha experimental realizada no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST) na qual foram ensaiados:

- i) toros à flexão, com 3 m de comprimento, apresentando três secções transversais: $80 \times 150 \text{ mm}^2$ (2 lamelas), $120 \times 150 \text{ mm}^2$ (3 lamelas) e $160 \times 150 \text{ mm}^2$ (4 lamelas);
- ii) toros à compressão paralela às fibras usando três tipos de provetes: $45 \times 270 \times 80 \text{ mm}^3$ (1 lamela), $120 \times 480 \times 80 \text{ mm}^3$ (3 lamelas) e $160 \times 480 \times 80 \text{ mm}^3$ (4 lamelas);
- iii) toros à compressão perpendicular às fibras usando três tipos de provetes: $45 \times 90 \times 70 \text{ mm}^3$ (1 lamela), $120 \times 150 \times 156 \text{ mm}^3$ (3 lamelas) e $160 \times 150 \times 208 \text{ mm}^3$ (4 lamelas).

Com base nos resultados desta análise experimental, foi possível concluir (Branco *et al.* 2009):

- Os toros $80 \times 150 \text{ mm}^2$ conduzem a valores médios de resistência à flexão de 37 MPa e módulo de elasticidade global de 11400 MPa; os toros de secção transversal $120 \times 150 \text{ mm}^2$ conduzem a valores médios de resistência à flexão de 43 MPa e módulo de elasticidade global de 12000 MPa; os toros de secção transversal $160 \times 150 \text{ mm}^2$ conduzem a valores médios de resistência à flexão de 44 MPa e módulo de elasticidade global de 12300 MPa;
- Os provetes $45 \times 270 \times 80 \text{ mm}^3$ conduzem a valores médios de tensão de resistência à compressão paralela às fibras de 37 MPa e respectivo módulo de elasticidade de 10900 MPa; os provetes de dimensões $120 \times 480 \times 80 \text{ mm}^3$ conduzem a valores médios de tensão de resistência à compressão paralela às fibras de 33 MPa e respectivo módulo de elasticidade de 11900 MPa; por último, os provetes de dimensões $160 \times 480 \times 80 \text{ mm}^3$ conduzem a valores médios de tensão de resistência

- à compressão paralela às fibras de 33 MPa e respectivo módulo de elasticidade de 11000 MPa;
- Os provetes $45 \times 90 \times 70 \text{ mm}^3$ conduzem a valores médios de tensão de resistência à compressão perpendicular às fibras de 2,4 MPa e respectivo módulo de elasticidade de 309 MPa; os provetes com 3 lamelas, de dimensões $120 \times 150 \times 156 \text{ mm}^3$, conduzem a valores médios de tensão de resistência à compressão perpendicular às fibras de 3,2 MPa e respectivo módulo de elasticidade de 315 MPa; por último, os provetes com 4 lamelas, de dimensões $160 \times 150 \times 208 \text{ mm}^3$, conduzem a valores médios de tensão de resistência à compressão perpendicular às fibras de 3,2 MPa e respectivo módulo de elasticidade de 380 MPa;
 - A presença de um maior número de superfícies coladas garante um comportamento global da secção transversal mais efectivo, resultando num aumento dos valores das tensões resistentes à flexão e à compressão perpendicular às fibras e respectivos módulos de elasticidade;
 - A rotura dos provetes é influenciada pela presença de nós e número de superfícies coladas.

2.1.2 Ligação toro-fundação

A ligação entre o primeiro toro e a base de fundação é realizada recorrendo a uma chapa metálica de referência BMF 40314, aparafusada ao toro de madeira através de 3 parafusos PECOL (5x50 mm) e fixa à fundação recorrendo a duas buchas metálicas expansivas com anilha PECOL 764 (8-10-80).

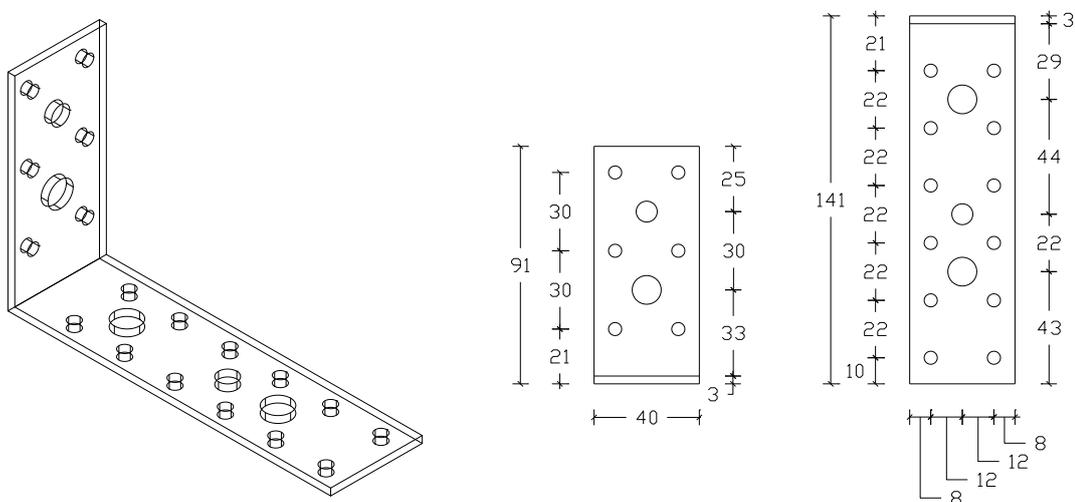


Figura 6 – Chapa metálica para ligação entre o primeiro toro e a base de fundação

O dimensionamento desta ligação, que recorre ao uso de elemento metálico aparafusado à madeira e à laje de fundação encontra-se previsto na secção 8 (connections with metal fasteners) do Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2004).

A abordagem de cálculo, que se descreve de seguida, teve por base o disposto no Relatório Nº07-DEC/E-20 do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, bem como o documento “Draft Amendment to EN 1995-1-1:2004”.

Por questões de simplificação, apresenta-se apenas o cálculo da ligação chapa metálica-toro de madeira, dado ser esta interface a que condiciona a capacidade resistente da ligação toro-laje de fundação, tratando-se assim de uma ligação do tipo madeira-aço.

De acordo com o Eurocódigo 5, a capacidade resistente de ligadores do tipo cavilha, sujeitos ao corte, de que são exemplo os parafusos, baseia-se na Teoria de Johansen, segundo a qual, a capacidade resistente é função da geometria da ligação, da resistência ao esmagamento localizado da madeira e do momento de cedência plástica do ligador.

No caso de ligações do tipo madeira-aço, o Eurocódigo 5 considera a existência de chapas finas, as quais tem espessura inferior a metade do diâmetro do ligador, e de chapas espessas, as quais tem espessura igual ou superior ao diâmetro do ligador. No caso da ligação toro-laje de fundação, as chapas tem espessura entre metade do diâmetro do ligador e o diâmetro do ligador, não podendo, por isso, ser classificadas como finas nem espessas. Nesse caso, deve ser calculada a capacidade resistente para os valores que limitam as chapas finas e espessas, determinando-se de seguida a capacidade resistente da ligação em causa através de interpolação linear.

Segundo o Eurocódigo 5, a capacidade resistente do ligador sujeito a corte simples é dada, para chapas finas e espessas, pelas expressões (7) e (8), respectivamente.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \end{array} \right. \quad (7)$$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f_{h,k} t_1 d \end{cases} \quad (8)$$

em que t_1 corresponde à penetração do ligador na madeira, d é o diâmetro do ligador, $f_{h,k}$ é o valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira, $M_{y,Rk}$ é o valor característico do momento de cedência plástica do ligador, $F_{ax,Rk}$ é o valor característico da resistência ao arranque do ligador e $F_{v,Rk}$ é o valor característico da resistência da ligação por plano de corte e por ligador.

O valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira ($f_{h,k}$), em MPa, pode ser calculado, no caso de parafusos com diâmetro inferior a 6 mm e cuja aplicação ocorra sem pré-furação, através da seguinte expressão:

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} \quad (9)$$

em que d é o valor do diâmetro do parafuso (mm), e ρ_k a densidade característica da madeira (kg/m^3).

O valor característico do momento de cedência plástica de parafusos ($M_{y,Rk}$), em MPa, na ausência de ensaios, pode ser obtido por:

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_u d^{2,6} \quad (10)$$

sendo f_u a tensão de rotura do aço utilizado no fabrico do parafuso (MPa) e d o valor do diâmetro do parafuso (mm).

O valor característico da resistência ao arranque do ligador ($F_{ax,Rk}$) deve ser determinado através da expressão (11), de acordo com o documento “Draft Amendment to EN 1995-1-1:2004”.

$$F_{ax,Rk} = n_{ef} \left(\frac{8d}{l_{ef}} \right)^{0,2} f_{ax,k} d l_{ef} \quad (11)$$

onde n_{ef} é o número efectivo de parafusos (neste caso, um), d é o valor do diâmetro do parafuso (mm), l_{ef} é o comprimento efectivo do parafuso (igual ao comprimento de penetração do parafuso na madeira menos d), e $f_{ax,k}$ é o valor característico da tensão de arranque do parafuso, que pode ser quantificada pela expressão:

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \rho_k^{1,5} \quad (12)$$

em que ρ_k é o valor característico da massa volúmica da madeira em kg/m^3 .

Os valores de cálculo das grandezas apresentadas nas expressões (7) e (8), resultam da aplicação directa do ponto 2.4.3. do Eurocódigo 5, sendo dados pela expressão:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (13)$$

onde $F_{v,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte e $F_{v,Rk}$ o seu valor característico, k_{mod} um factor de correcção que tem em conta a duração de aplicação da carga e a classe de serviço e γ_M o factor parcial para as propriedades materiais (igual a 1,3 no caso de ligações).

De referir contudo que estas expressões permitem o cálculo do valor característico da capacidade resistente da ligação por ligador e por plano de corte. No caso de ligações onde existam mais que um ligador, a capacidade resistente da ligação pode não corresponder à soma directa da capacidade individual de um ligador, nomeadamente, no caso de ligadores alinhados numa mesma linha na direcção do fio da madeira.

Para o caso em estudo os dados de entrada nas expressões anteriores são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Dados geométricos e materiais para o cálculo da capacidade resistente de um parafuso por plano de corte

	Chapa fina	Chapa espessa
ρ_k	290 kg/m^3	290 kg/m^3
t_1	47,5 mm	45 mm
d	5 mm	5 mm
f_u	600 MPa	600 MPa
l_{ef}	42,5 mm	40 mm

Da substituição das expressões apresentadas anteriormente obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 4 – Capacidade resistente ao corte de um parafuso por plano de corte

	Chapa fina	Chapa espessa
$f_{h,k}$	14,67 MPa	14,67 MPa
$M_{y,Rk}$	11819,4 MPa	11819,4 MPa
$f_{ax,k}$	17,78 MPa	17,78 MPa
$F_{ax,Rk}$	3732,72 MPa	3556 MPa
$F_{v,Rk}$	1393,65 N	3030,54 N

Efectuando uma interpolação linear, é possível calcular o valor característico da capacidade resistente ao corte de um parafuso, por plano de corte ($F_{v,Rk}$), que é igual a 1721,03 N, ou seja, 1,721 kN.

A capacidade resistente da ligação toro-fundação é solicitada em duas direcções principais: na direcção perpendicular ao fio da madeira, $F_{v,1}$, isto é, submetendo a ligação toro-fundação à tracção e, na direcção paralela ao fio da madeira, $F_{v,2}$, aplicando corte na ligação.

O valor de cálculo da capacidade resistente da ligação toro-fundação deve ser então dividido nas duas direcções. Em cada uma das direcções, a ligação possui 3 parafusos.

Assim, e considerando que as acções que mobilizam estas resistências são de curta duração (exemplos: vento e sismo) o k_{mod} vale 0,9. Substituindo a expressão (13) obtém-se como valor de cálculo da capacidade resistente da ligação ($F_{v,Rd}$) para cada uma das direcções referidas:

$$F_{v,1,Rd} = n \cdot \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 3 \cdot \frac{1,721 \cdot 0,9}{1,3} = 3,57 \text{ kN} \quad (14)$$

$$F_{v,2,Rd} = n \cdot \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 3 \cdot \frac{1,721 \cdot 0,9}{1,3} = 3,57 \text{ kN} \quad (15)$$

2.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO

2.2.1 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8

Os aspectos relativos ao projecto sismo-resistente das construções encontram-se agrupados no Eurocódigo 8, o qual tem o propósito de, em caso de sismo, proteger a vida humana e limitar as perdas económicas, bem como, assegurar a operacionalidade de estruturas importantes para a Protecção Civil.

Assim, as estruturas localizadas em zonas sísmicas devem ser dimensionadas e construídas de forma a cumprir as duas exigências fundamentais (EN 1998-1:2004):

- Exigência de não colapso: as estruturas devem ser concebidas e construídas para suportar a acção sísmica de projecto, sem que ocorra colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade de suporte de carga residual após a ocorrência do sismo;
- Exigência de limitação de danos: as estruturas devem ser concebidas e construídas para resistir a uma acção sísmica com maior probabilidade de ocorrência do que a acção referida anteriormente (e de menor intensidade), apresentando danos limitados, quer sejam estruturais ou não, limitando desta forma as perdas económicas.

Refira-se, contudo, que a aplicação do Eurocódigo 8 deve ser feita como complemento à aplicação dos restantes Eurocódigos (Eurocódigo 5, no caso da madeira).

2.2.2 Factor de comportamento (q) do sistema Log-house

A capacidade das estruturas resistirem a acções sísmicas em regime não linear permite que aquelas possam ser dimensionadas para forças sísmicas inferiores à “*acção sísmica elástica*”. Contudo, a realização de análises não lineares poderá ser evitada, considerando um espectro de resposta obtido a partir do espectro elástico, designado por espectro de projecto, através da consideração de adequados coeficientes de comportamento, q , os quais tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Os valores do coeficiente de comportamento dependem do tipo de material e do sistema estrutural usados, bem como do amortecimento da estrutura (Oliveira, 2008).

Ao contrário de outros sistemas de construção de edifícios residenciais, o sistema log-house baseia-se, no que se refere à resistência às acções sísmicas e estáticas, mais nas características resistentes da madeira do que na influência de ligadores mecânicos, utilizados de forma bastante limitada neste sistema construtivo. Assim, não se considera que este sistema construtivo tenha grande capacidade de dissipação, no entanto, em virtude da importante contribuição para a acção resistente proporcionada pelo atrito entre os vários troncos, não será correcto considerá-lo como *não dissipativo* e, portanto, assumir um valor do factor de comportamento de 1,5. Assim, tendo em conta a dissipação realizada pelo atrito poderá atribuir-se um valor de factor de comportamento $q=2,0$ (Ceccotti *et al.* 2005).

O atrito, porém, apesar da sua contribuição para a capacidade resistente, não pode ser considerado, de acordo com o Eurocódigo 5, como tal, e, conseqüentemente, a resistência à acção sísmica deve depender exclusivamente da capacidade resistente ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos entre paredes ortogonais.

2.2.3 Ligação à fundação

A ancoragem à fundação é uma componente importante do desempenho sísmico destes edifícios. Ao contrário do sistema comercializado pela empresa “*Rusticasa*”, em que a ligação à fundação é feita através de chapas metálicas aparafusadas, a bibliografia especializada (Ceccotti (2005), Dohlan (1997)) apresenta normalmente soluções em que o primeiro toro da parede é ancorado à fundação através de chumbadouros, a partir dos quais são transmitidas as forças de corte.

Para um estudo da ligação das paredes à fundação foram consideradas 2 tipos de ancoragem (Leichti *et al.* 2006). No primeiro a parede assenta sobre o diafragma que constituirá o pavimento do edifício, sendo que, neste caso, o chumbadouro atravessa o primeiro toro da parede e a laje de piso, penetrando ainda na fundação em betão. No segundo tipo, o primeiro toro assenta sobre a fundação, ou seja, o chumbadouro apenas trespassa o primeiro toro e penetra na fundação.

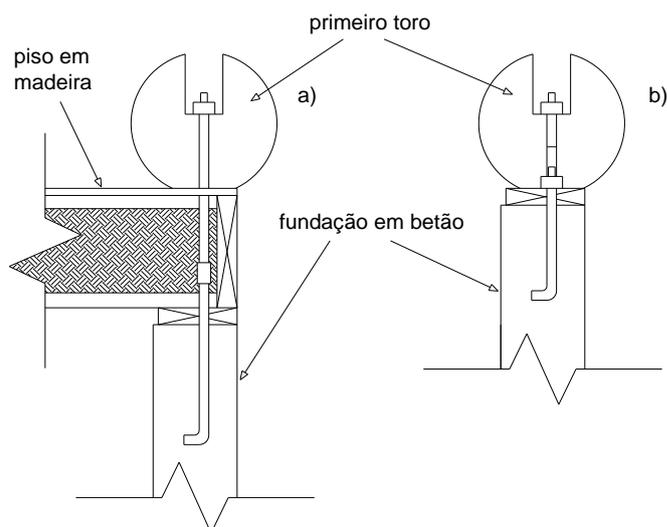


Figura 7 – Detalhes das ancoragens  s funda es (Leichti *et al.* 2006)

Dos ensaios realizados para os dois tipos de ancoragem, os resultados evidenciam, segundo o autor, que o atrito entre o primeiro toro e a funda o   uma parte importante do comportamento do sistema, sendo as formas abertas dos diagramas de histerese t picas de comportamentos de amortecimento por atrito.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 ÂMBITO DOS ENSAIOS

De forma a instruir o processo de Aprovação Técnica Europeia, relativo ao sistema construtivo comercializado pela empresa “*Rusticasa*”, o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho procedeu à realização de uma vasta campanha de ensaios necessários à preparação da candidatura a submeter ao EOTA (European Organization for Technical Approvals), de acordo com o estabelecido na ETAG 012.

Tendo por base os referidos ensaios, procede-se no presente trabalho à análise dos seus resultados, após uma breve descrição dos mesmos.

3.2 COMPORTAMENTO NO PLANO DA LIGAÇÃO TORO-TORO

De forma a avaliar o atrito desenvolvido nos entalhes existentes ao longo de cada toro, foi realizada uma campanha experimental. Num primeiro conjunto foram ensaiados provetes compostos por três toros, sujeitos a um carregamento monotónico, tendo sido considerados dois valores de pré-compressão vertical. Foi depois ensaiado um conjunto de provetes compostos por 5 toros cada, através de ensaios cíclicos, sujeitos a quatro valores diferentes de pré-compressão vertical.

3.2.1 Ensaios com provetes de 3 toros

No primeiro tipo de ensaios, conforme referido, foram aplicados dois valores de pré-compressão vertical (3,0 kN e 3,9 kN), de forma a simular o peso próprio de habitações de 1 e 2 pisos, respectivamente, utilizando-se ciclos para garantir o contacto adequado entre

os toros. Então, a compressão vertical foi mantida constante durante a aplicação de um deslocamento horizontal ao toro central. A compressão vertical foi aplicada a uma velocidade constante de 12,5 N/s (em controlo de forças) e o deslocamento horizontal foi aplicado a uma velocidade constante de 0,120 mm/s (em controlo de deslocamentos). Na Figura 8 encontram-se esquematizados os ensaios realizados.

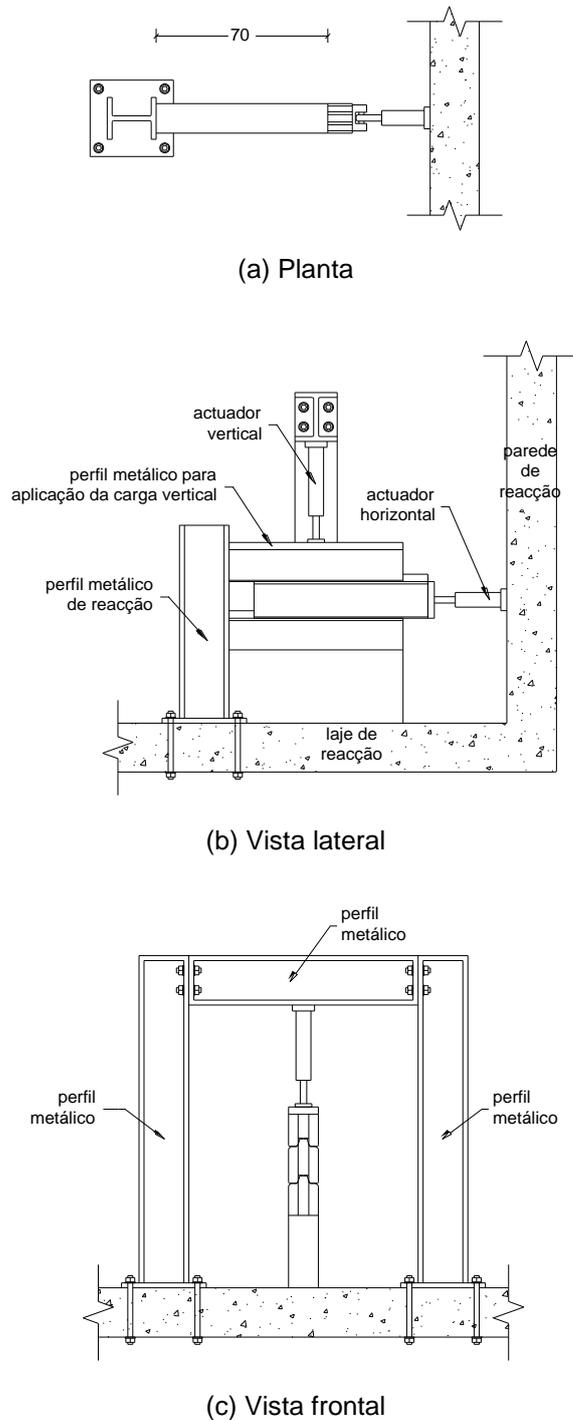


Figura 8 – Esquema dos ensaios com provetes de 3 toros

Para medir os deslocamentos foram usados quatro Transdutores Lineares de Deslocamento Variável (Linear Variable Displacement Transducers - LVDT), dois de cada lado do provete (2 para medir deslocamentos verticais e 2 dispostos horizontalmente, para medir os deslocamentos horizontais entre os toros). O equipamento era composto por dois actuadores servo-controlados, que permitem a aquisição contínua de resultados e uma célula de carga com capacidade de 50 kN para os actuadores. Na Figura 9 apresenta-se uma fotografia de um ensaio na qual se pode ver parte da instrumentação utilizada.



Figura 9 – Fotografia dos ensaios com provetes de 3 toros e instrumentação utilizada

3.2.2 Análise dos resultados

Analisando os resultados obtidos durante a aplicação da compressão vertical pode constatar-se que os resultados obtidos são bastante homogêneos (Figura 10). É possível ainda verificar que a rigidez mantém-se constante para os dois valores de compressão vertical, pelo contrário, o deslocamento máximo aumenta com esse valor.

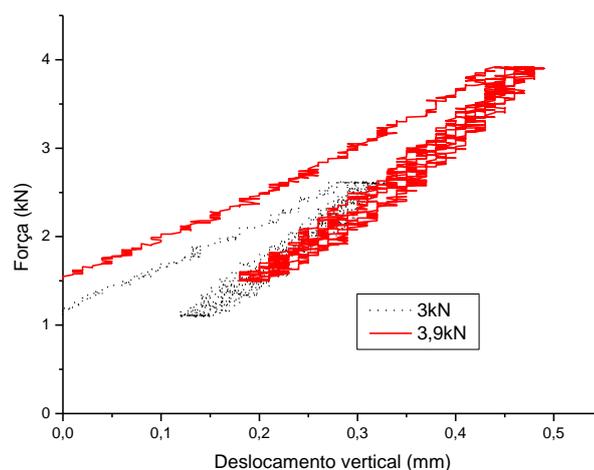


Figura 10 – Curvas força-deslocamento vertical dos ensaios com provetes de 3 toros

Conforme referido anteriormente, após a aplicação da compressão vertical, esta foi mantida constante enquanto era imposto um deslocamento horizontal ao toro central. Conforme se

pode verificar na Figura 11, as curvas força-deslocamento obtidas são muito semelhantes, com diferenças apenas no valor da carga após o qual começou a haver deslocamento horizontal. Uma vez atingido tal valor, a carga diminui ligeiramente até a sua estabilização.

Esse comportamento é explicado pela diferença entre os coeficientes de atrito estático e cinemático.

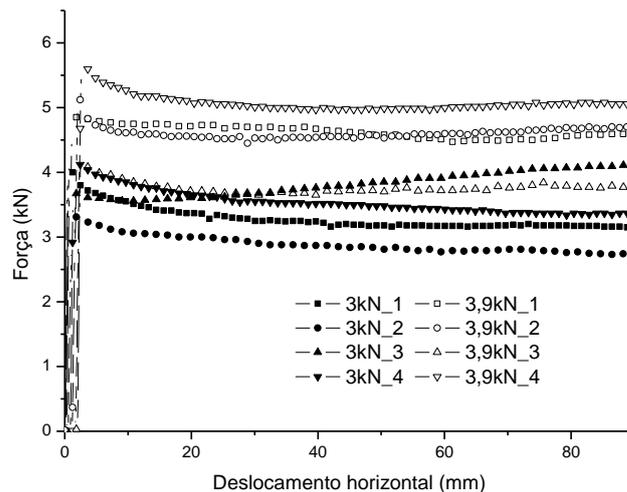


Figura 11 – Curvas força-deslocamento horizontal dos ensaios com provetes de 3 toros

Os provetes sujeitos a uma compressão vertical de 3 kN apresentaram um valor médio da força máxima igual a 4 kN (CoV=8,4%), enquanto nos provetes sujeitos a compressão vertical de 3,9 kN foi registada uma força média de 5 kN (CoV=12,8%). Em termos de coeficiente de atrito estático obtiveram-se os valores de 1,33 (CoV=8,4%) e 1,28 (CoV=12,8%) e de coeficiente de atrito cinemático de 1,11 (CoV= 15,5%) e 1,49 (CoV=11,8), para uma carga vertical de confinamento de 3 kN e 3,9 kN, respectivamente.

3.2.3 Ensaio com provetes de 5 toros

Na segunda etapa da campanha experimental, foram realizados oito ensaios cíclicos, divididos em quatro grupos, com provetes compostos por 5 toros (75 cm de altura). Cada grupo, composto por duas paredes, foi sujeito a um valor de pré-compressão vertical (10 kN, 30 kN, 50 kN e 70 kN), sendo de seguida imposto um deslocamento horizontal ao toro superior, de acordo com as recomendações da EN 12512:2001 (Figura 12).

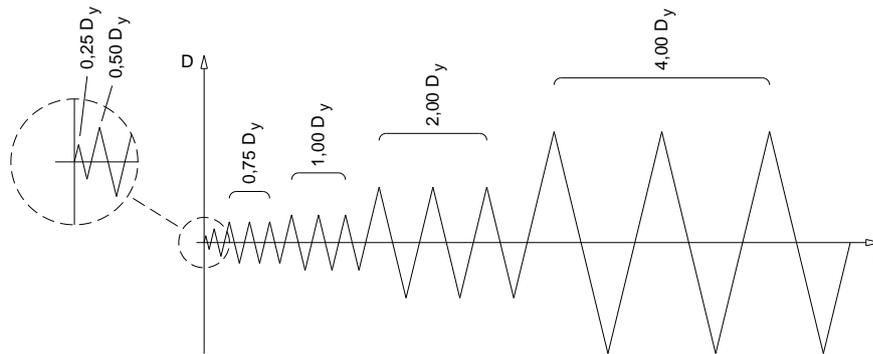
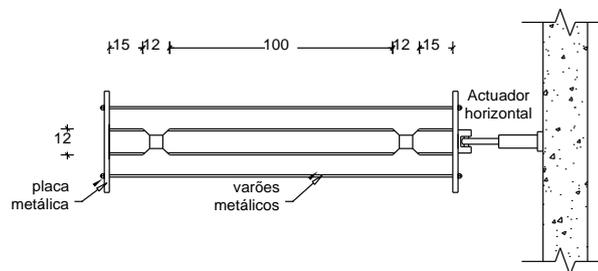
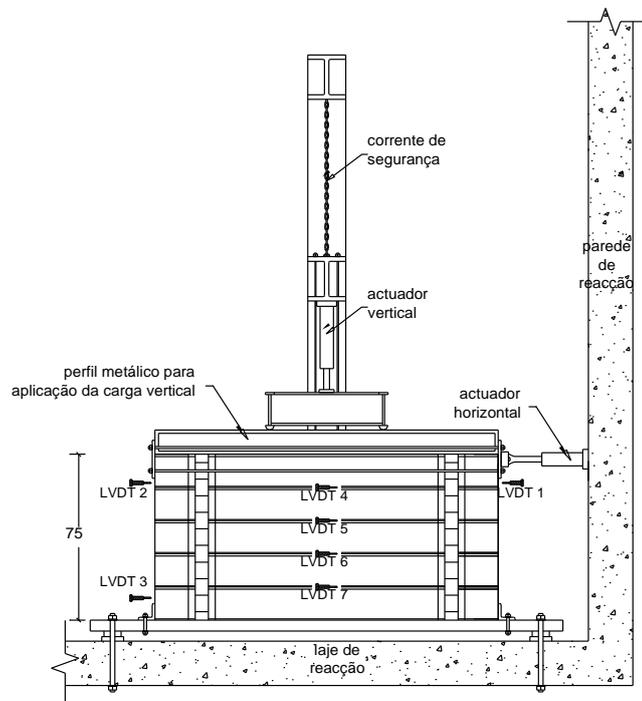


Figura 12 – Procedimento de carga adoptado para os ensaios cíclicos

Na Figura 13 apresenta-se o esquema de ensaio e instrumentação utilizada para a realização dos ensaios em provetes de 5 toros.

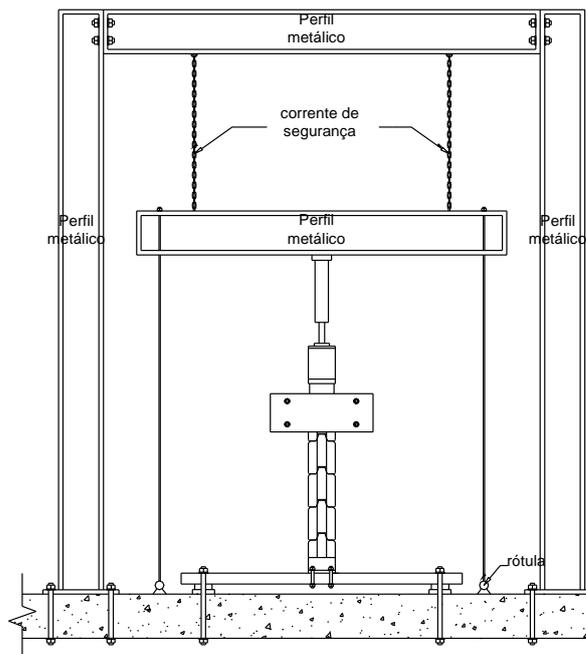


(a) Planta



(b) Vista lateral

Figura 13 – Esquema dos ensaios com provetes de 5 toros (continua)



(c) Vista frontal

Figura 13 – Esquema dos ensaios com provetes de 5 toros

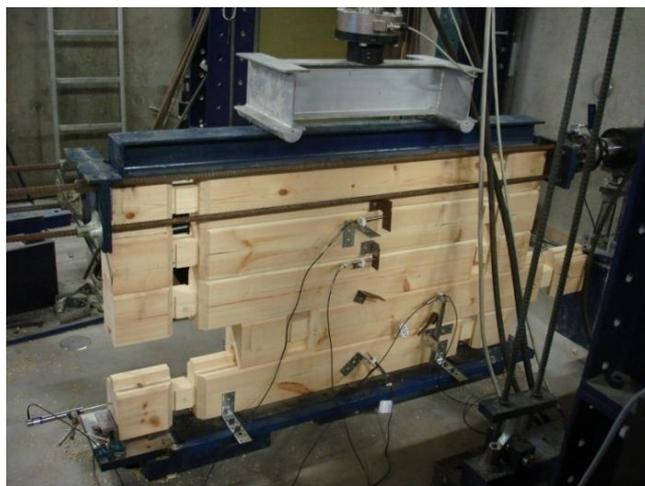


Figura 14 – Fotografia dos ensaios com provetes de 5 toros

3.2.4 Análise dos resultados

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (v_{eq}) é, segundo a EN 12512:2001, dado pela razão entre a energia dissipada em metade do ciclo e a energia potencial disponível multiplicada por 2π (Figura 15).

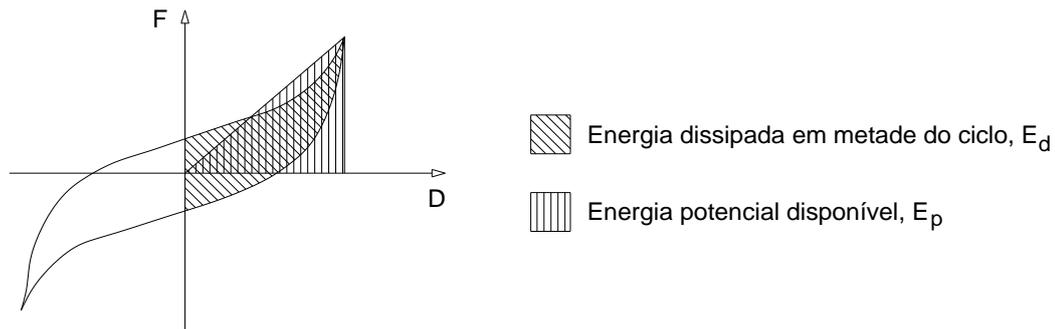


Figura 15 – Definição de coeficiente de amortecimento viscoso equivalente para um ciclo (EN 12512:2001)

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é, assim, dado pela expressão:

$$v_{eq} = \frac{E_d}{2\pi \cdot E_p} \quad (16)$$

Na Tabela 5 encontram-se sintetizados os resultados dos ensaios em termos de valores da força máxima aplicada (F_{max}^- e F_{max}^+) e o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (v_{eq}) obtido para o último ciclo de maior amplitude.

Tabela 5 – Principais resultados obtidos nos ensaios cíclicos com 5 toros sobrepostos

Ensaio	Pre-comp (kN)	F_{max}^- (kN)	F_{max}^+ (kN)	v_{eq}
L1	10	-5,51	5,54	0,506
L2		-4,87	5,47	0,522
L3	30	-12,86	11,68	0,442
L4		-11,41	11,59	0,509
L5	50	-18,71	17,37	0,471
L6		-18,25	17,35	0,490
L7	70	-25,95	25,7	0,493
L8		-23,67	26,18	0,481

Os resultados obtidos demonstram uma resposta simétrica das paredes e valores bastante elevados do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente que pode ser alcançado. No entanto, é importante notar que a dissipação de energia é substancial em resultados dos elevados deslocamentos ocorridos, tendo por base forças de atrito. Os resultados obtidos para a carga máxima aplicada mostram uma correlação linear ($y=0,3389x+2,2685$, com um R^2 de 0,9979) com o valor da compressão vertical na parede (F_v).

3.3 COMPORTAMENTO NO PLANO DA LIGAÇÃO TORO-FUNDAÇÃO

A ligação toro-fundação é materializada por uma chapa metálica de referência BMF 40314, aparafusada ao toro de madeira através de 3 parafusos PECOL (5x50 mm) e fixa à fundação recorrendo a duas buchas metálicas expansivas com anilha PECOL 764 (8-10-80). Para avaliação do seu comportamento, para além da análise numérica, apresentada na secção 2.1.2, a qual teve por base as expressões da secção 8 do Eurocódigo 5, e que conduziram a um valor de 3,57kN para a resistência da ligação nos dois sentidos (paralelo e perpendicular ao eixo do toro), foram realizados dois tipos de ensaios cíclicos. Submetendo a ligação a corte (Figura 16(a), com carregamento na direcção do eixo do toro) e aplicando tracção na ligação (Figura 16(b), com carregamento na direcção perpendicular ao toro).

Para cada tipo de ensaio, foram ensaiados três provetes, contudo, o primeiro ensaio de corte não foi considerado devido à ocorrência de rotação do provete, em torno do eixo de ligação.



(a) ensaio de corte



(b) ensaio de tracção

Figura 16 – Ensaios da ligação toro-fundação

A evolução no tempo dos deslocamentos impostos nos ensaios de corte e tracção encontra-se representada na Figura 17.

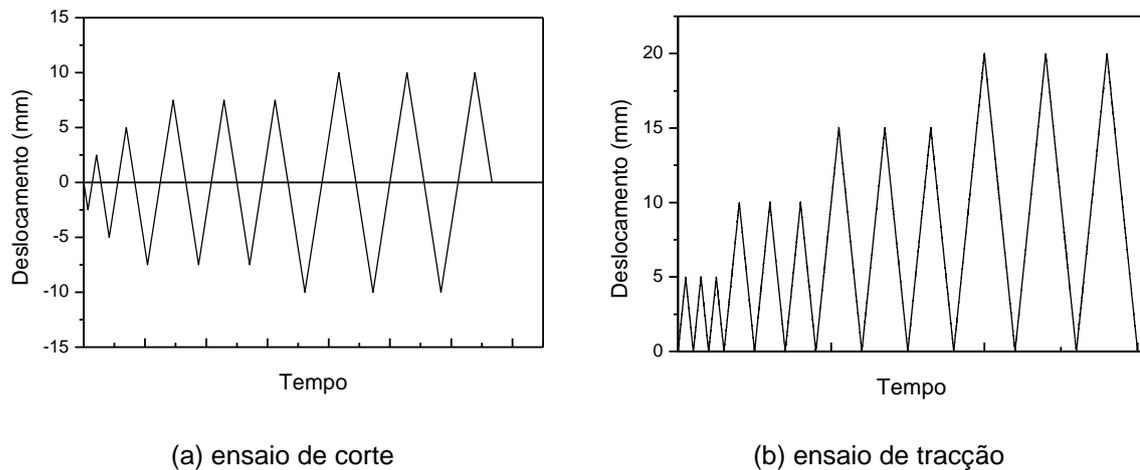


Figura 17 – Evolução no tempo dos deslocamentos impostos nos ensaios da ligação toro-fundação

Os resultados obtidos nos ensaios de corte e tracção conduziram às curvas força-deslocamento apresentadas na Figura 18.

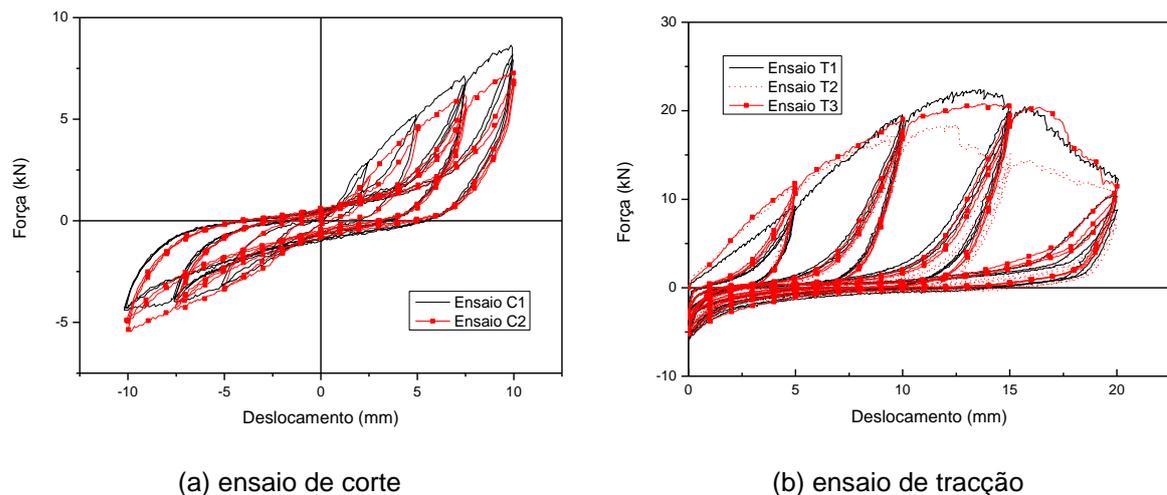


Figura 18 – Curvas força-deslocamento obtidas para os ensaios da ligação toro-fundação

Os resultados obtidos para os ensaios de corte (C1 e C2) são semelhantes, demonstrando uma boa ductilidade e capacidade da ligação para dissipar energia quando sujeitas a corte, não apresentando, contudo, uma resposta simétrica. A partir dos resultados obtidos procedeu-se à determinação da rigidez da ligação toro-fundação através do declive dos trechos entre 10 e 40% da força máxima aplicada em cada ciclo, relativos às curvas força-deslocamento obtidas experimentalmente. Verifica-se que a carga aumenta com a amplitude do ciclo, enquanto a rigidez diminui, como demonstra a Tabela 6.

Tabela 6 – Força máxima e rigidez obtidas nos ensaios de corte da ligação toro-fundação

Deslocamento imposto (mm)	Força máxima (kN)		Rigidez (K)	
	Ensaio C1	Ensaio C2	Ensaio C1	Ensaio C2
2,5	2,893	2,219	1,2076	1,1799
-2,5	-1,764	-1,922	0,5108	0,7322
5	5,222	4,627	1,2484	0,8939
-5	-3,220	-3,319	0,5078	0,6777
7,5	7,124	6,193	0,7636	0,6537
-7,5	-3,993	-4,340	0,4003	0,5399
7,5	6,678	5,777	0,4907	0,5071
-7,5	-3,884	-4,171	0,3175	0,4194
7,5	6,589	5,539	0,4951	0,4376
-7,5	-3,825	-4,033	0,3001	0,3847
10	8,640	7,322	0,7215	0,5588
-10	-4,389	-5,469	0,3029	0,4002
10	8,184	6,876	0,5326	0,4665
-10	-4,290	-4,964	0,2710	0,3146
10	7,917	6,728	0,5190	0,4652
-10	-4,300	-4,895	0,2583	0,3109

Da análise dos resultados dos ensaios de tracção, de acordo com a norma EN 26891:1991, é possível concluir que 15 mm de deformação determinam a resistência máxima da ligação. Os resultados obtidos nos três ensaios são consistentes, apesar de existirem ligeiras diferenças entre os valores experimentais obtidos. A força máxima aplicada aumentou com a amplitude dos ciclos, até ao valor de 15 mm, após o qual, há uma diminuição significativa da força. As mesmas conclusões podem ser estendidas aos valores da rigidez, obtidos experimentalmente, verificando-se, em particular, uma grande redução do valor da rigidez entre o primeiro e o terceiro ciclo de maior amplitude (20 mm).

A Tabela 7 apresenta os valores da força máxima e rigidez, por ciclo, obtidos nos ensaios de tracção realizados.

Tabela 7 – Força máxima e rigidez obtidas nos ensaios de tracção da ligação toro-fundação

Deslocamento imposto (mm)	Força máxima (kN)			Rigidez (K)		
	Ensaio T1	Ensaio T2	Ensaio T3	Ensaio T1	Ensaio T2	Ensaio T3
5	9,334	11,434	11,791	1,7810	2,2076	2,3808
5	9,175	10,840	11,226	1,6176	1,9415	1,9549
5	8,808	10,384	10,978	1,5059	2,0093	1,9484
10	19,549	17,577	19,064	3,0164	3,0374	1,5059
10	19,133	16,349	17,746	2,2910	2,5536	2,4304
10	18,370	15,764	17,211	2,2846	2,5605	2,5225
15	22,393	18,420	20,827	2,7556	2,9966	2,9233
15	19,866	14,139	19,490	1,7728	1,6427	1,9505
15	19,609	13,872	18,776	1,9142	1,6674	2,0845
20	20,451	14,436	20,401	2,0735	1,6690	2,3834
20	10,404	8,135	10,919	0,3935	0,5368	0,6037
20	8,818	7,154	10,037	0,3195	0,4210	0,5545

3.4 COMPORTAMENTO NO PLANO DE PAREDES DE TRONCOS

Com o objectivo de avaliar o comportamento no plano de paredes de troncos submetidas a acções horizontais no seu plano, foi realizada uma campanha experimental. De seguida apresenta-se a análise dos resultados obtidos nos ensaios.

3.4.1 Ensaios com paredes à escala real

Para avaliar o comportamento das paredes de troncos de madeira no seu plano, foram ensaiados dois tipos de parede, de acordo com a sua rigidez transversal (parede tipo 1 e 2), bem como dois valores de pré-compressão vertical ($F_v = 10,1$ kN e $F_v = 48$ kN). Foi ainda realizado um ensaio em que a parede (do tipo 1) apresentava uma altura de 135 cm, e não 75 cm como as anteriores, de forma a analisar-se a influência da esbelteza da parede (11,25 e 6,25, respectivamente) na sua capacidade resistente.

A diferença existente entre as paredes do tipo 1 e 2 reside na forma como estas se encontram ligadas à fundação. Nas paredes do tipo 1, o primeiro toro da parede em estudo encontra-se ligado à fundação através de duas chapas metálicas de referência BMF 40314, aparafusadas ao toro de madeira através de 3 parafusos PECOL (5x50 mm) e fixa à fundação recorrendo a duas buchas metálicas expansivas com anilha PECOL 764 (8-10-80). Pelo contrário, nas paredes do tipo 2 essa ligação, com chapas metálicas, foi colocada nas

paredes transversais, não havendo desta forma qualquer ligação directa entre a parede longitudinal e a fundação, de acordo com esquema apresentado na Figura 19 (b).

Para cada combinação possível das variáveis em estudo, foram realizados um ensaio monotónico e dois cíclicos. Assim, num total de 13 ensaios, 4 foram efectuados sob carregamento monotónico e 9 sob carregamento cíclico, de acordo com a Tabela 8.

Tabela 8 – Ensaios realizados com paredes de toros à escala real

Ensaio	Carregamento	Parede tipo	Altura (cm)	F _v (kN)
P1_1	monotónico	1	75	10,1
P1_2	cíclico			
P1_3				
P1_4	monotónico		135	48
P1_5	cíclico			
P1_6				
P1_7				
P2_1	monotónico	2	75	10,1
P2_2	cíclico			
P2_3				
P2_4	monotónico		48	
P2_5	cíclico			
P2_6				

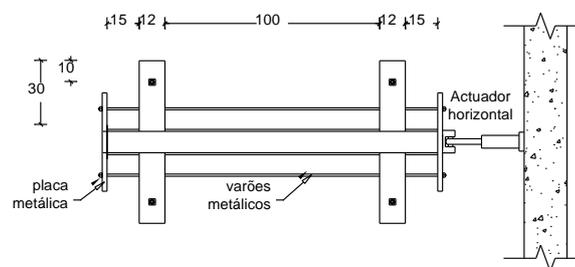
Os ensaios monotónicos tinham como objectivo a análise dos modos de rotura e a definição dos limites elásticos do deslocamento, necessários para definir o processo cíclico de acordo com a EN 12512:2001 (Figura 12). Os ensaios cíclicos permitem a quantificação da resistência da parede e a sua redução após vários ciclos, para além de possibilitarem avaliar a capacidade de dissipação de energia e a quantificação da ductilidade da parede.

No primeiro ensaio realizado (P1_1), uma parede do tipo 1 foi submetida a um carregamento monotónico sob uma carga de pré-compressão vertical de 10,1 kN, tendo sido imposto um deslocamento de 50 mm na parte superior da parede, por aplicação de um movimento constante a uma velocidade de 0,03 mm/s. Nos ensaios seguintes, e por razões logísticas, foram impostos deslocamentos de 100 mm no topo da parede, através de uma velocidade constante de 0,06 mm/s.

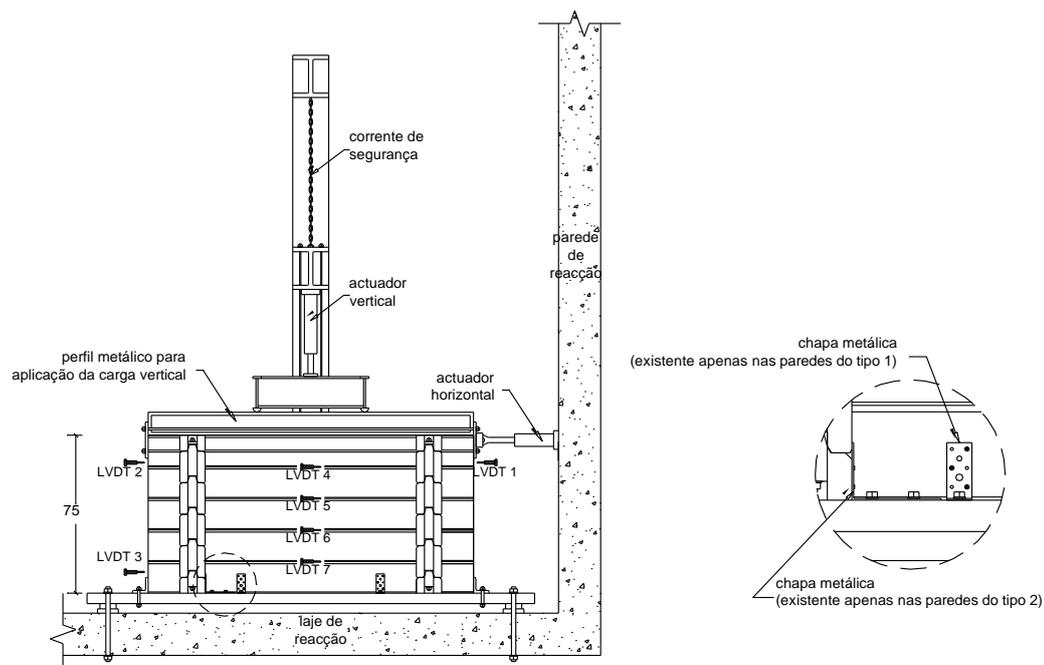
Todos os ensaios realizados, monotónicos e cíclicos, compreenderam uma etapa preliminar que visou garantir o contacto adequado entre os toros. Esta etapa consistiu na aplicação gradual de uma carga de compressão vertical durante 3 minutos (56,1 N/s e 266,67 N/s), mantendo-se o valor da carga constante durante 3 minutos, após os quais se procedeu à descarga, também durante 3 minutos. Este processo foi repetido 4 vezes para cada parede,

tendo sido registados os deslocamentos verticais totais e relativos entre toros. Depois disso, o nível de compressão vertical foi aplicado em 3 minutos, tendo-se mantido constante durante o carregamento horizontal aplicado no topo da parede. O carregamento horizontal foi definido de acordo com a EN 12512:2001, utilizando-se o valor do limite elástico do deslocamento obtido no ensaio monotónico correspondente, realizado previamente.

Na Figura 19 apresenta-se a configuração do ensaio e instrumentação utilizada no caso das paredes com 75 cm de altura. Foram utilizados 7 LVDT's para medir: o deslizamento horizontal entre cada toro (4 LVDT's), o deslocamento horizontal no topo, na parte da frente da parede (1 LVDT), no topo, na parte de trás da parede, junto ao macaco hidráulico utilizado para impor os deslocamentos horizontais (1 LVDT) e no toro inferior, na frente da parede (1 LVDT).

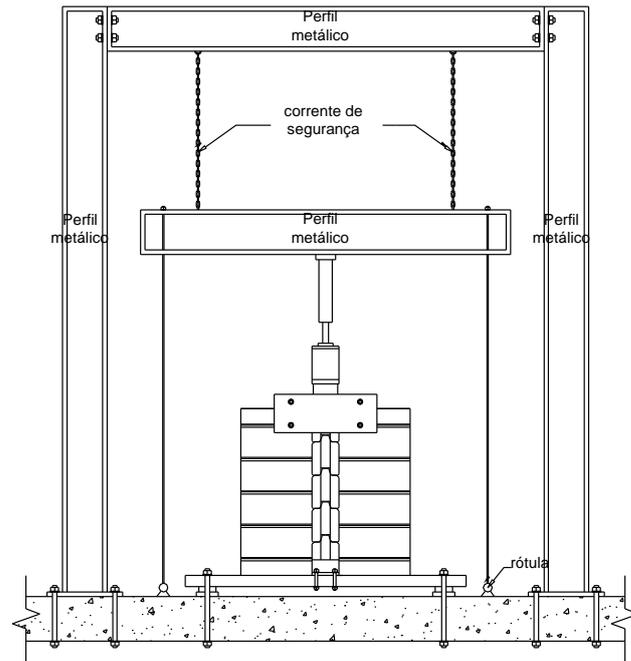


(a) Planta



(b) Vista lateral

Figura 19 – Esquema de ensaio e instrumentação utilizada (continua)



(c) Vista frontal

Figura 19 – Esquema de ensaio e instrumentação utilizada

No caso da parede de 135 cm de altura foi alterada a configuração dos LVDT's utilizados para registar o deslizamento horizontal entre os toros, encontrando-se estes posicionados em conformidade com o representado na Figura 20.

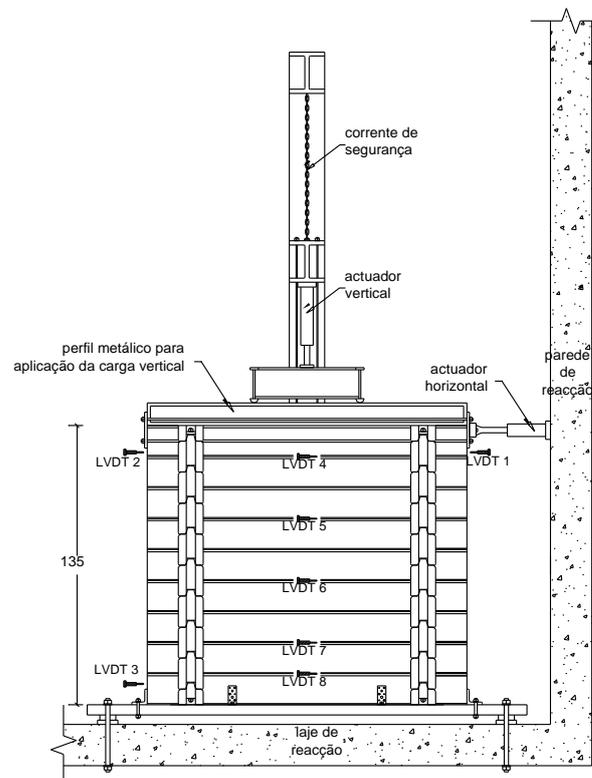


Figura 20 – Esquema da instrumentação utilizada no ensaio da parede com 135cm de altura

Na Figura 21 apresenta-se duas fotografias dos ensaios realizados com paredes de 75 cm e 135 cm de altura.



(a) Parede com 75 cm de altura

(b) Parede com 135 cm de altura

Figura 21 – Fotografias dos ensaios em paredes à escala real

3.4.2 Análise dos resultados

Os resultados obtidos nos ensaios monotónicos (Figura 22) mostram não haver diferenças significativas entre as paredes do tipo 1 (ensaios P1_1 e P1_4) e as paredes do tipo 2 (ensaios P2_1 e P2_4). Por outras palavras, o facto de a parede se encontrar fixa, ou não, à fundação através de uma chapa metálica (BMF 40314) tem pouca influência sobre o comportamento global da parede.

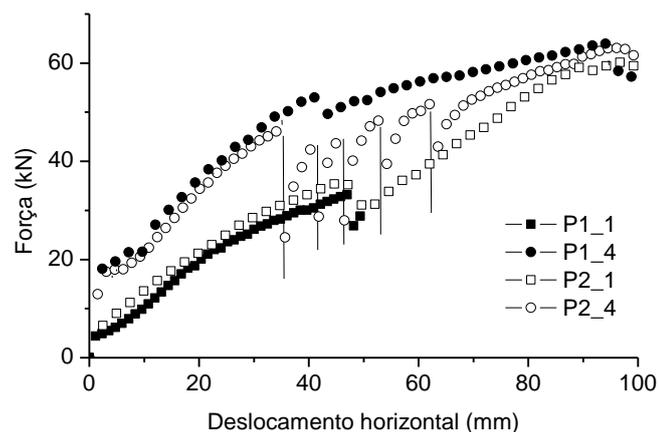


Figura 22 – Curvas força-deslocamento no topo da parede, obtidas nos ensaios monotónicos

Os resultados experimentais mostram que o comportamento das paredes ensaiadas depende do nível de compressão vertical e da rigidez transversal materializada pelas paredes ortogonais.

Para a mesma rigidez transversal a resposta é semelhante. Aumentando o nível de pré-compressão vertical, tanto a rigidez como a carga aumentam, embora a força máxima se mantenha relativamente constante (64,03 kN, 60,20 kN e 63,18 kN). O valor registado no primeiro ensaio (33,29 kN) não foi considerado nesta análise por corresponder a um deslocamento no topo da parede de apenas 50 mm.

As mesmas conclusões não podem ser estendidas aos resultados obtidos nos ensaios cíclicos, nos quais as paredes do tipo 2 apresentaram um melhor desempenho. Em ambos os casos, isto é, tanto em paredes do tipo 1 e do tipo 2, o valor da pré-compressão reflecte-se na resistência lateral da parede (Figura 23).

A resposta força-deslocamento obtida nos ensaios cíclicos segue o comportamento registado sob o carregamento monotónico. Nos ensaios realizados em paredes fixas à fundação através do primeiro toro (paredes do tipo 1), para uma pré-compressão vertical de 10,1 kN obtiveram-se as cargas máximas de $F_{\max}^+ = 24,49$ kN e $F_{\max}^- = -31,81$ kN, e para uma pré-compressão vertical de 48 kN foram obtidos os valores da carga máxima de $F_{\max}^+ = 44,67$ kN e $F_{\max}^- = -48,83$ kN. No caso das paredes do tipo 2, para uma pré-compressão vertical de 10,1 kN, os valores máximos da força registados foram de $F_{\max}^+ = 28,82$ kN e $F_{\max}^- = -42,81$ kN, enquanto que para uma pré-compressão vertical de 48 kN, foram registados os valores de $F_{\max}^+ = 50,84$ kN e $F_{\max}^- = -54,72$ kN.

As curvas força-deslocamento obtidas nos ensaios cíclicos demonstram a capacidade das paredes de toros de madeira para dissipar energia nos dois sentidos (Figura 23).

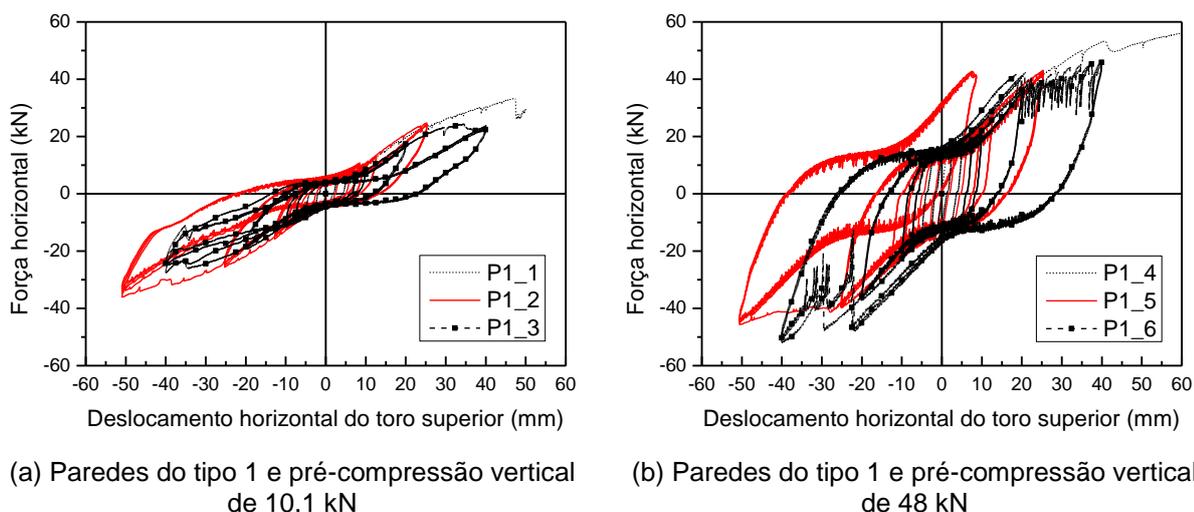
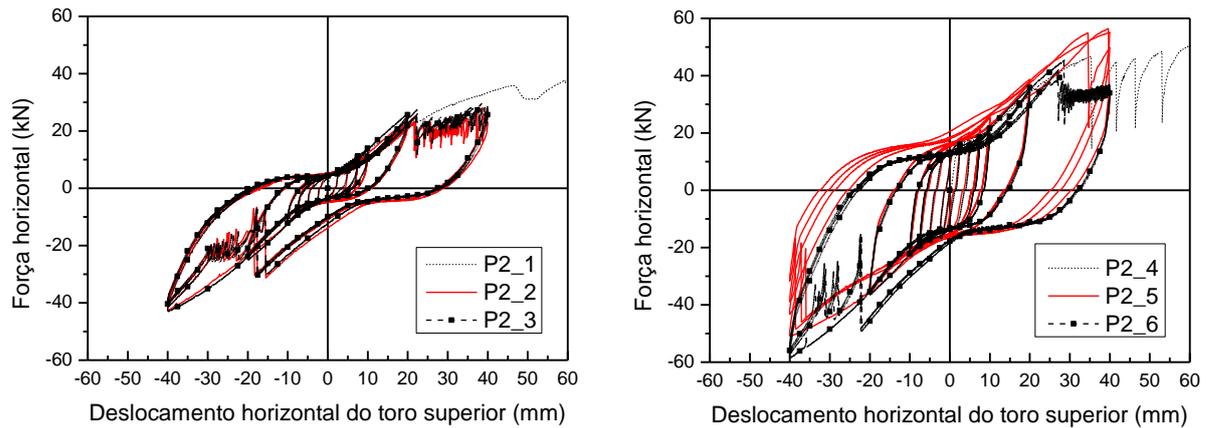


Figura 23 – Curvas força-deslocamento no topo da parede obtidas nos ensaios monotónicos e cíclicos (continua)



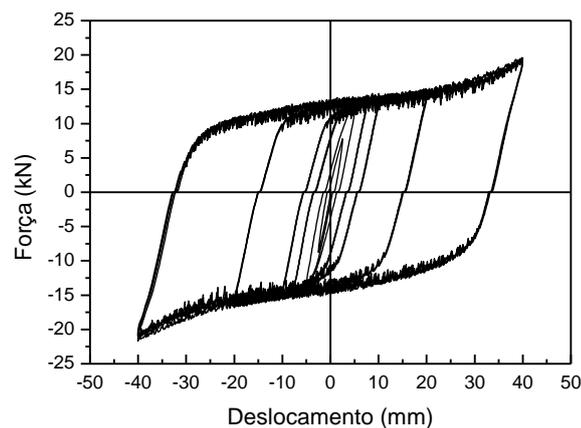
(c) Paredes do tipo 2 e pré-compressão vertical de 10,1 kN

(d) Paredes do tipo 2 e pré-compressão vertical de 48 kN

Figura 23 – Curvas força-deslocamento no topo da parede obtidas nos ensaios monotónicos e cíclicos

O aumento da esbelteza das paredes de toros de madeira, de 6,25 para 11,25 (ensaio P1_7), resulta numa redução significativa da resistência lateral da parede (Figura 24). Neste último ensaio, os valores da força máxima registados foram $F_{\max}^+ = 19,63$ kN e $F_{\max}^- = -21,69$ kN, enquanto a parede similar, com uma esbelteza de 6,25, apresentou $F_{\max}^+ = 44,67$ kN e $F_{\max}^- = -48,83$ kN.

No entanto, os resultados experimentais obtidos indicam um bom comportamento dissipativo da parede com 135 cm de altura, caracterizado por curvas força-deslocamento simétricas e bem largas.

**Figura 24** – Curva força-deslocamento no topo da parede de 135 cm de altura

Face aos resultados obtidos nos ensaios cíclicos é possível concluir que para as paredes do tipo 1 a força máxima aplicada é menor do que para as paredes do tipo 2. A força máxima aplicada aumenta com o aumento da carga vertical, praticamente à mesma razão para os dois tipos de paredes, como demonstra a Figura 25.

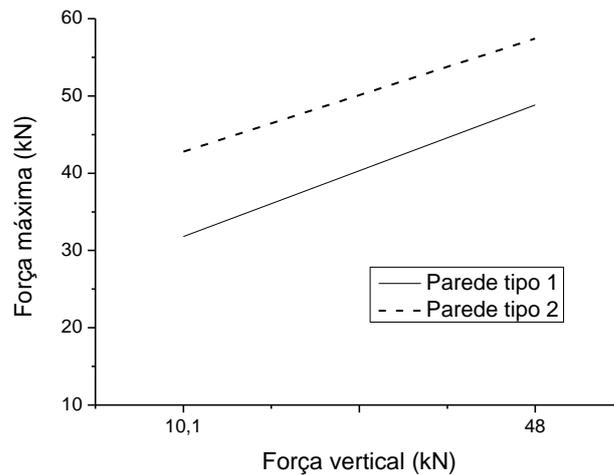


Figura 25 – Evolução da força máxima com a pré-compressão vertical

Assim, assumindo uma relação linear entre a força máxima aplicada (F_{max}) e o valor da pré-compressão vertical (F_v), foi possível estabelecer as seguintes correlações para as paredes do tipo 1 e 2, respectivamente.

$$F_{max,Pt1} = 0,4489 F_v + 27,276 \quad (17)$$

$$F_{max,Pt2} = 0,3861 F_v + 38,905 \quad (18)$$

Dado que para a parede do tipo 1 foi ensaiada uma parede com altura de 135 cm (acrécimo da esbelteza de 6,25 para 11,25), foi possível também estabelecer a seguinte expressão para a força máxima aplicada (F_{max}) em função da esbelteza (λ) da parede:

$$F_{max,Pt1} = -7,15 \lambda + 102,13 \quad (19)$$

Para a parede do tipo 1 foi ainda possível estabelecer a seguinte expressão para a força máxima aplicada (F_{max}) em função da carga vertical (F_v) e esbelteza (λ):

$$F_{max,Pt1} = 0,4489 F_v - 7,15 \lambda + 80,5803 \quad (20)$$

3.4.3 Capacidade de dissipação

Com base nos resultados experimentais obtidos nos ensaios cíclicos, e de acordo com o disposto na EN 12512:2001 e apresentado na secção 3.2.4 deste documento, calculou-se o

coeficiente de amortecimento viscoso equivalente por histerese (v_{eq}), apresentando-se os resultados obtidos na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (v_{eq}) das paredes à escala real

Ensaio	Parede tipo	Pre-comp (kN)	Altura (cm)	v_{eq}
P1_2	1	10,1	75	0,093
P1_3				0,103
P1_5		48	135	0,158
P1_6				0,219
P1_7				0,341
P2_2	2	10,1	75	0,135
P2_3				0,138
P2_5		48	135	0,237
P2_6				0,187

Comparando os resultados obtidos (v_{eq}), é possível concluir que as paredes do tipo 2 dissipam mais energia que as paredes do tipo 1. Além disso, a dissipação aumenta com a pré-compressão vertical (F_v) e com a esbelteza da parede (λ), tal como previsto.

3.4.4 Modos de rotura

Em termos do modo de rotura, não houve diferença significativa entre os dois tipos de parede ou valor da pré-compressão vertical, nem parece existir influência da esbelteza. Analisando em pormenor o deslocamento horizontal entre os toros, registado durante os ensaios realizados, verifica-se uma variação linear do deslocamento com a altura a que os toros sem encontram. A título de exemplo apresentam-se na Figura 26 as deformadas obtidas nos ensaios P1_1 e P1_7.

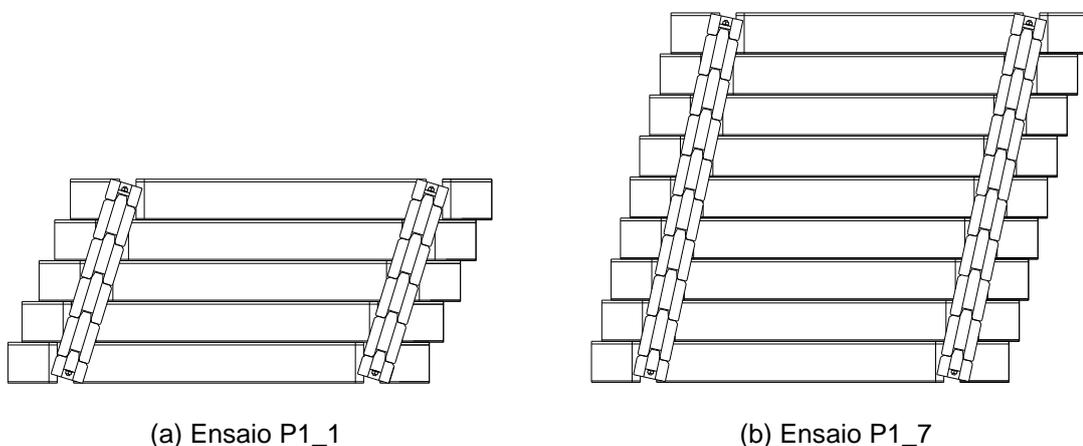


Figura 26 – Deformadas das paredes ensaiadas (deformação horizontal ampliada 10x)

3.4.5 Rigidez

Determinou-se de seguida a rigidez das paredes usando para tal duas metodologias. A primeira, presente na norma EN 408:2003, consistiu na determinação do declive dos trechos entre 10 e 40% da força máxima aplicada em cada ciclo, relativos às curvas experimentais força-deslocamento, enquanto a segunda, que consistiu numa adaptação da metodologia apresentada na norma ISO/FDIS 21581:2010, compreendeu a determinação das envolventes através dos picos de cada ciclo, a partir das quais se determinou o declive do último trecho em regime elástico.

Os resultados obtidos para a rigidez das paredes, por ciclos, através da primeira metodologia indicada são apresentados em anexo (Anexo C), tendo-se optado por considerar os valores da rigidez obtidos para o último ciclo de maior amplitude (ciclo 14), apresentando-se os resultados na Tabela 10. Os valores sombreados na Tabela 10 foram desprezados por se considerarem discrepantes dos restantes valores obtidos em ensaios com as mesmas características.

Tabela 10 – Rigidez das paredes à escala real, de acordo com a primeira metodologia considerada (EN 408:2003)

Parede	Altura da parede (cm)	Força vertical (kN)	Ensaio_ciclo	Rigidez (kN/mm)	K_média (kN/mm)	CoV (%)
Tipo 1	75	10,1	P1_2_neg14	0,4049	0,4368	6,35
			P1_2_pos14	0,4551		
			P1_3_neg14	0,4504		
			P1_3_pos14	0,1449		
	48	P1_5_neg14	0,3840	1,4856	5,34	
		P1_5_pos14	1,5771			
		P1_6_neg14	1,4418			
		P1_6_pos14	1,4378			
	135		P1_7_neg14	0,0601	0,0595	1,43
			P1_7_pos14	0,0589		
Tipo 2	75	10,1	P2_2_neg14	1,1289	1,0281	14,30
			P2_2_pos14	0,8798		
			P2_3_neg14	1,1774		
			P2_3_pos14	0,9263		
	48	P2_5_neg14	0,7745	0,7776	6,21	
		P2_5_pos14	0,7309			
		P2_6_neg14	1,2950			
		P2_6_pos14	0,8273			

De acordo com os resultados obtidos, e assumindo variações lineares da rigidez com o valor da carga vertical (F_v), foi possível obter as seguintes expressões para os valores da rigidez (K) relativos às paredes do tipo 1 (Pt1) e do tipo 2 (Pt2):

$$K_{Pt1} = 0,028 F_v + 0,154 \quad (21)$$

$$K_{Pt2} = -0,007 F_v + 1,099 \quad (22)$$

Dado que para a parede do tipo 1 foi ensaiada uma parede com altura de 135 cm (acréscimo da esbelteza de 6,25 para 11,25), foi possível também estabelecer a seguinte expressão para a rigidez (K) em função da esbelteza (λ) da parede:

$$K_{Pt1} = -0,285 \lambda + 3,267 \quad (23)$$

Para a parede do tipo 1 foi ainda possível estabelecer a seguinte expressão para a rigidez (K) em função da carga vertical (F_v) e esbelteza (λ):

$$K_{Pt1} = 0,028 F_v - 0,285 \lambda + 1,922 \quad (24)$$

Como referido, a segunda metodologia consistiu numa adaptação da norma ISO/FDIS 21581:2010 tendo-se, para tal, determinado as envolventes através dos picos de cada ciclo, a partir das quais se determinou o declive do último trecho em regime elástico (Figura 27).

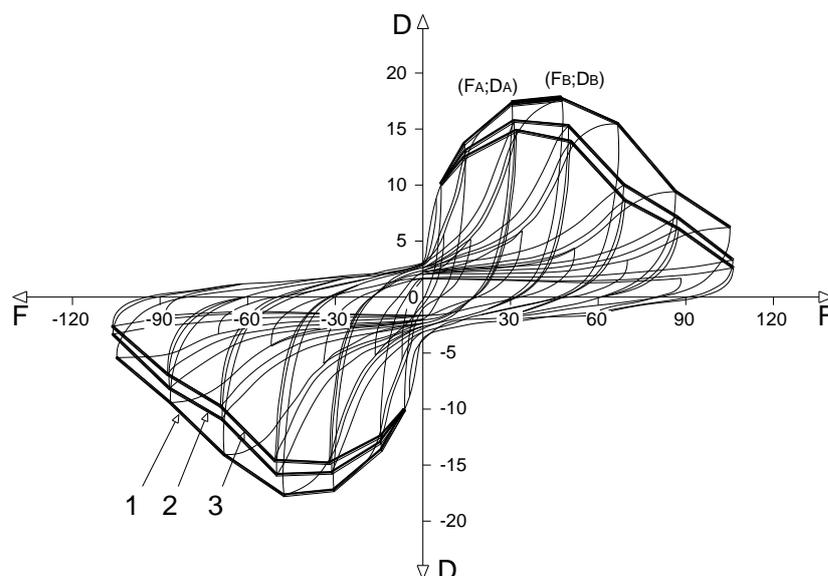


Figura 27 – Envolturas para o cálculo da rigidez das paredes à escala real

Assim, considerando o segundo critério estabelecido para o cálculo da rigidez e, de acordo com a Figura 27, a rigidez da parede em análise relativa à envolvente 1 (K_1) seria dada pela expressão:

$$K_1 = \frac{F_B - F_A}{D_B - D_A} \quad (25)$$

Os resultados obtidos para a rigidez das paredes à escala real, de acordo com esta metodologia, encontram-se resumidos na Tabela 11.

Tabela 11 – Rigidez das paredes à escala real, de acordo com a segunda metodologia considerada

Parede	Altura da parede (cm)	Força vertical (kN)	Ensaio	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_3 (kN/mm)	K_média (kN/mm)	CoV (%)
Tipo 1	75	10,1	P1_2_neg	0,7863	0,7926	0,7710	0,8360	0,79
			P1_2_pos	0,8931	0,8822	0,8626		
			P1_3_neg	0,8370	0,8224	0,7988		
			P1_3_pos	0,8899	0,8647	0,8310		
	48	P1_5_neg	1,1329	1,0673	1,0828	1,2708	14,06	
		P1_5_pos	1,2069	1,1972	1,1797			
		P1_6_neg	1,4134	1,3719	1,3550			
		P1_6_pos	1,4254	1,4263	1,3910			
	135		P1_7_neg	0,1441	0,1395	0,1404	0,1360	5,56
			P1_7_pos	0,0748	0,1354	0,1259		
Tipo 2	75	10,1	P2_2_neg	1,1221	1,0918	1,0721	1,1466	0,33
			P2_2_pos	1,1562	1,1433	1,1129		
			P2_3_neg	1,2653	1,1815	1,1580		
			P2_3_pos	1,1702	1,1715	1,1139		
	48	P2_5_neg	1,1990	1,1578	1,1451	1,2894	8,86	
		P2_5_pos	1,2833	1,2548	1,2120			
		P2_6_neg	1,3855	1,3360	1,3190			
		P2_6_pos	1,4244	1,3984	1,3580			

De acordo com os resultados obtidos, e assumindo variações lineares da rigidez com o valor da carga vertical (F_v), foi possível obter as seguintes expressões para os valores da rigidez (K) relativos às paredes do tipo 1 (Pt1) e do tipo 2 (Pt2):

$$K_{Pt1} = 0,012 F_v + 0,715 \quad (26)$$

$$K_{Pt2} = 0,004 F_v + 1,107 \quad (27)$$

Dado que para a parede do tipo 1 foi ensaiada uma parede com altura de 135 cm (acréscimo da esbelteza de 6,25 para 11,25), foi possível também estabelecer a seguinte expressão para a rigidez (K) em função da esbelteza (λ) da parede:

$$K_{pt1} = -0,227 \lambda + 2,689 \quad (28)$$

Para a parede do tipo 1 foi ainda possível estabelecer a seguinte expressão para a rigidez (K) em função da carga vertical (F_v) e esbelteza (λ):

$$K_{pt1} = 0,012 F_v - 0,227 \lambda + 2,114 \quad (29)$$

Da análise dos resultados obtidos para a rigidez das paredes é possível concluir que os resultados obtidos pelos 2 métodos considerados não são consensuais. Conforme se pode constatar na Figura 28, relativa às paredes do tipo 1, o aumento da força vertical traduz-se num aumento mais acentuado da rigidez, quando determinada através da metodologia 1. Contudo, para estas paredes, ambas as metodologias se traduzem num acréscimo da rigidez perante um aumento da força vertical, ao contrário das paredes do tipo 2 (Figura 29) em que as duas metodologias conduzem a tendências diferentes. Segundo a metodologia 1, nas paredes do tipo 2 um aumento da força vertical traduz-se numa diminuição da rigidez, enquanto segundo a metodologia 2 se verifica um aumento da rigidez. Considera-se, no entanto, que os resultados obtidos através da metodologia 2 traduzem melhor aquilo que foi observado durante os ensaios, ou seja, aumento da rigidez com o aumento da força vertical.

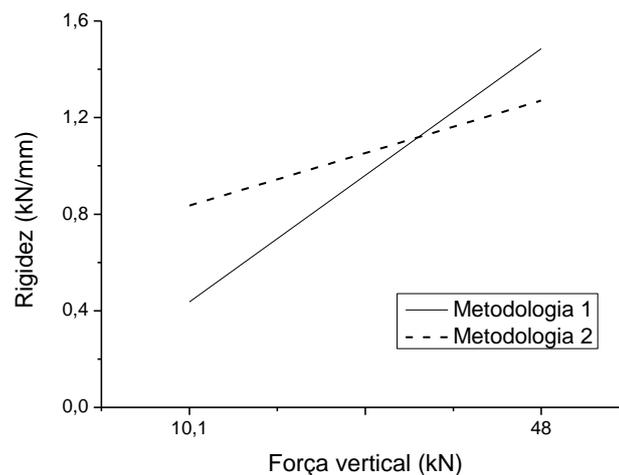


Figura 28 – Evolução da rigidez das paredes do tipo 1 com a força vertical

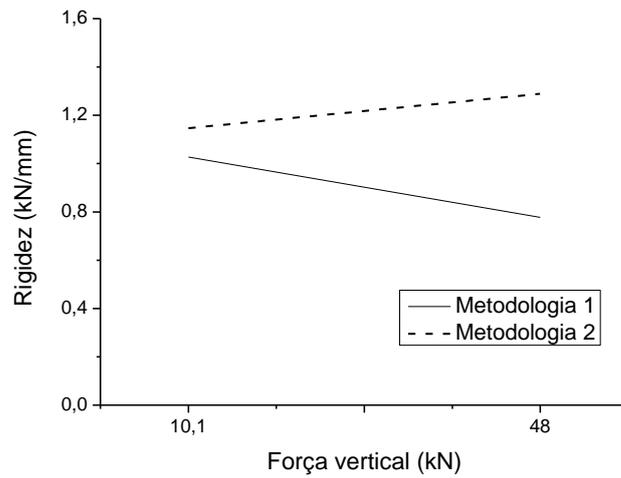


Figura 29 – Evolução da rigidez das paredes do tipo 2 com a força vertical

A Figura 30 demonstra que ambas as metodologias conduzem à diminuição da rigidez perante um aumento da esbelteza, salientando-se contudo o facto da metodologia 1 conduzir a uma diminuição mais acentuada da rigidez, face ao aumento da esbelteza, em comparação com a metodologia 2.

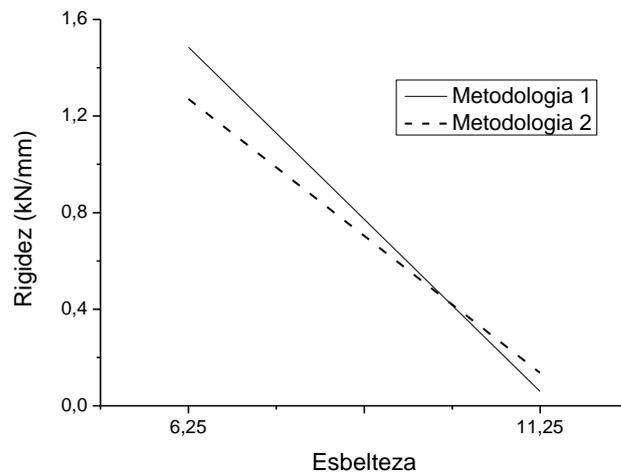


Figura 30 – Evolução da rigidez das paredes do tipo 1 com a esbelteza

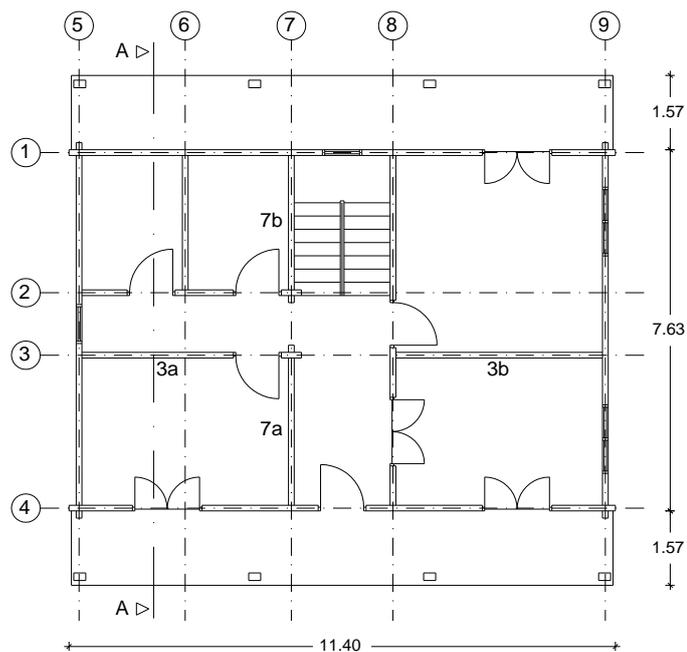
CAPÍTULO 4

ANÁLISE SÍSMICA ATRAVÉS DE MODELOS SIMPLIFICADOS

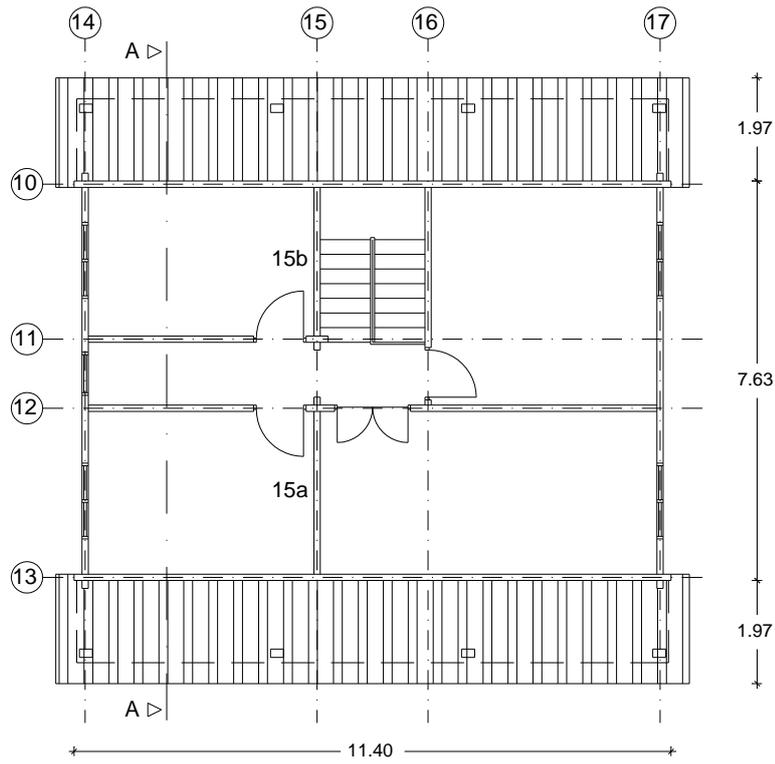
4.1 CASO DE ESTUDO

No presente capítulo analisar-se-á um edifício típico do sistema construtivo “*Rusticasa*” utilizando dois métodos. O primeiro, proposto por Ceccotti *et al.* (2005) consiste numa distribuição das forças sísmicas pelas paredes de troncos em função da sua área de influência, enquanto o segundo método, distribui as forças sísmicas pelas paredes proporcionalmente à sua rigidez.

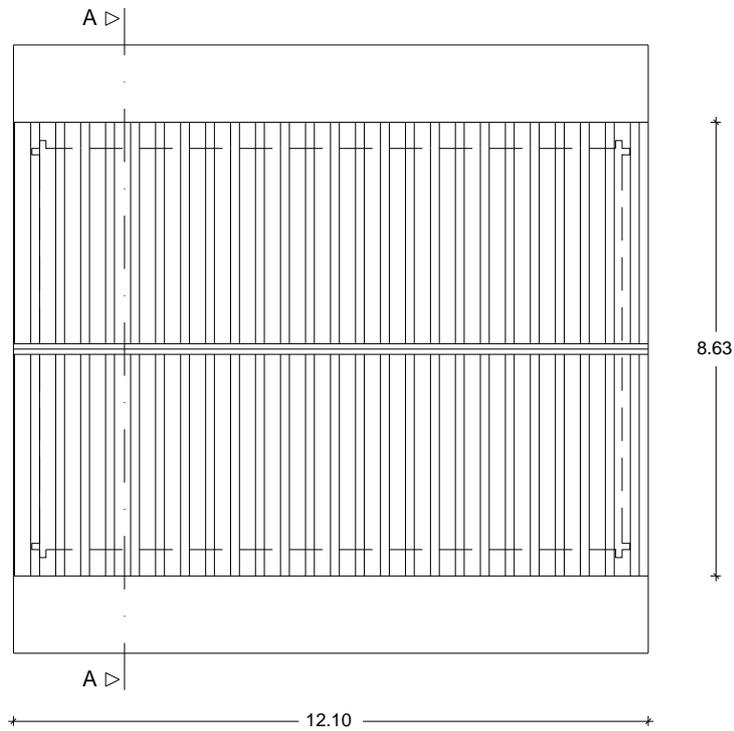
O edifício objecto de estudo, considerar-se-á localizado em Portimão, num terreno do tipo A, sendo caracterizado nas figuras seguintes através das plantas e corte.



(a) Planta do rés-do-chão



(b) Planta do andar



(c) Planta da cobertura

Figura 31 – Plantas do edifício em análise

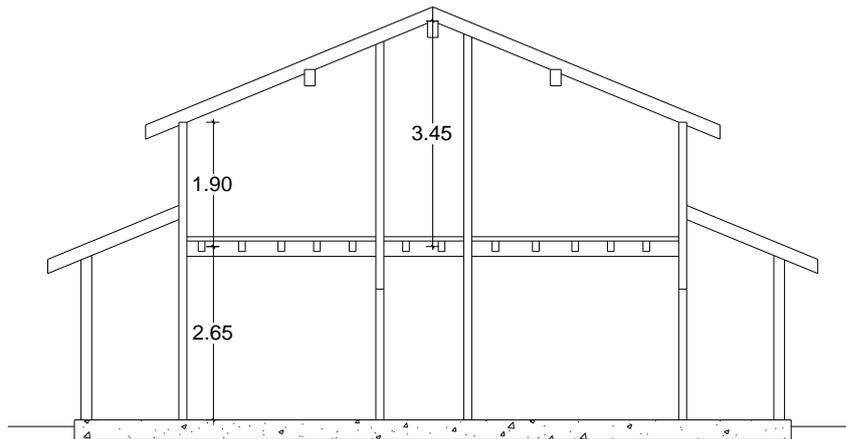


Figura 32 – Corte A-A do edifício em análise

4.2 MÉTODO DE ANÁLISE EM FUNÇÃO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA

4.2.1 Descrição do método

Uma forma possível de análise da estabilidade global da estrutura consiste na aplicação do método das áreas de influência, consistindo no fundo numa simplificação do método de Rayleigh, conforme a descrição apresentada a seguir, de acordo com Ceccotti *et al.* (2005).

Para aplicação deste método, deverá proceder-se a uma verificação dos critérios de regularidade em planta e em altura, no entanto, caso estes não sejam verificados na totalidade, poderá efectuar-se uma análise estática linear, embora a distribuição das forças estáticas equivalentes se deva basear na área de influência de cada parede resistente.

Deverá começar-se por determinar o peso próprio da estrutura, o qual juntamente com as sobrecargas regulamentares conduzirão ao peso transmitido pelo edifício (W), valor esse obtido através de combinações de acções dadas pela seguinte expressão:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{kj} \quad (30)$$

sendo:

$$\psi_{EI} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (31)$$

com $\varphi=1$ e $\psi_{2i}=0,3$ (para edifícios destinados a habitação)

Por não ser conhecido o período natural da estrutura, uma vez que não foi efectuada uma análise dinâmica, e não poder ser aplicada para este tipo de estrutura a expressão para o cálculo do período natural presente na EN 1998:2004. Assim, assumir-se-á o valor da ordenada máxima do espectro de resposta ($S_d(T_1)$).

Assim, o valor do corte sísmico basal a considerar para cada direcção horizontal do edifício será dado pela seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda \quad (32)$$

em que $S_d(T_1)$ corresponde à ordenada do espectro de projecto relativa ao período T_1 , W é o peso total das cargas transmitidas pela estrutura (ton), e λ é um factor de correcção que toma o valor de 0,85, caso o edifício tenha pelo menos três andares e se $T < 2T_c$, sendo igual a 1,0 em todos os outros casos.

Esta força será distribuída pelos diversos pisos, constituindo as forças sísmicas a actuar nos vários níveis e, conseqüentemente, planos de corte, através da expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (33)$$

em que F_b corresponde ao valor do corte sísmico basal, e z_i e z_j correspondem às alturas de aplicação das forças horizontais relativas às massas m_i e m_j , relativamente ao nível de aplicação da acção sísmica (fundação).

As forças sísmicas serão aplicadas em cada plano segundo as duas direcções ortogonais, considerando as áreas de influência de cada parede.

Para cada parede os únicos elementos resistentes à actividade sísmica serão os cruzamentos em meia madeira que ao cruzar as paredes ortogonais, solicitadas pela acção sísmica, ficarão sujeitos a compressão perpendicular às fibras.

Os valores de cálculo das tensões resistentes à compressão perpendicular às fibras ($f_{c,90,d}$) e ao corte ($f_{v,d}$) são dadas pelas expressões (34) e (35), respectivamente.

$$f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (34)$$

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (35)$$

onde $f_{c,90,k}$ corresponde ao valor característico da resistência à compressão perpendicular às fibras, $f_{v,k}$ ao valor característico da resistência ao corte da madeira, k_{mod} é um factor de correcção que tem em conta a duração de aplicação da carga e a classe de serviço e γ_M o factor parcial para as propriedades materiais.

Considerando que para cada parede há n intercepções com paredes ortogonais, o valor de cálculo das tensões actuantes de compressão perpendicular às fibras ($\sigma_{c,90,d}$) e de corte (τ_d), serão respectivamente:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{T_d}{n \cdot A_{r,comp}} \quad (36)$$

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot T_d}{n \cdot A_{r,corte} \cdot 2} \quad (37)$$

onde T_d corresponde a uma porção do valor do corte basal resistido pela parede em análise, sendo tal valor directamente proporcional à área de influência de cada parede, n é o número de intercepções que a parede possui com paredes ortogonais, $A_{r,corte}$ a área onde a resistência ao corte se pode desenvolver e $A_{r,comp}$ a área onde a resistência à compressão perpendicular às fibras se pode desenvolver.

Para que sejam verificadas as condições de segurança, devem ser respeitadas as duas condições seguintes:

$$f_{c,90,d} \geq \sigma_{c,90,d} \quad (38)$$

$$f_{v,d} \geq \tau_d \quad (39)$$

O corte ao nível da fundação será resistido pelas ancoragens. No caso do sistema adoptado pela “*Rusticasa*”, a capacidade resistente ao corte de cada ligação entre o primeiro toro e a fundação ($F_{v,Rd}$) é de 3,57kN, conforme apresentado na secção 2.1.2 deste documento. Assim, para que seja verificada a segurança no caso do sistema em estudo o valor do corte

basal ao nível da fundação deverá ser inferior ao valor da capacidade resistente total ao corte ($F_{v,Rd (total)}$) ao nível da fundação, dada pela expressão:

$$F_{v,Rd (total)} = n \cdot F_{v,Rd} \quad (40)$$

sendo n o número de ligações à fundação (cada uma constituída por uma chapa metálica e 3 parafusos).

Deverá, por fim, proceder-se a uma verificação da estabilidade global do edifício. Para tal deverá determinar-se os momentos derrubador (M_{Sd}) e estabilizador (M_{Rd}) relativamente a um ponto, sendo a verificação da segurança efectuada através da expressão:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \quad (41)$$

4.2.2 Verificação dos critérios de regularidade em planta e em altura

Conforme referido anteriormente a utilização deste método requer a verificação dos critérios de regularidade em planta e em altura definidos na Parte 1-1 do Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004), estando a classificação do edifício como “regular em planta e em altura” condicionada à verificação de todas as condições a seguir apresentadas.

Critérios de regularidade em planta:

- Ter planta aproximadamente simétrica segundo dois eixos ortogonais, em termos de distribuição de massa e de rigidez;
- A planta ao nível de cada piso deve ser delimitada por um polígono convexo, sendo permitidas reentrâncias se o polígono exterior e o contorno não diferirem em área mais de 5%.
- O pavimento deve ter comportamento de diafragma rígido; Geometrias de pavimento em L, C, H, I e X devem ser analisadas.
- A esbelteza $\lambda = L_{max} \setminus L_{min}$ não deve ser superior a 4, onde L_{max} e L_{min} são a dimensão máxima e mínima, respectivamente, do edifício em planta;
- Em cada nível e para cada direcção a excentricidade do centro de rigidez com o de massa e o raio de torção devem estar dentro de certos limites definidos no regulamento.

Critérios de regularidade em altura:

- Todos os elementos que contribuem para a resistência devem continuar desde a base da fundação até ao topo, sem interrupção;
- Tanto a massa como a rigidez lateral devem permanecer constantes ou reduzir gradualmente, sem mudanças abruptas, da base até ao topo do edifício;
- A existência de reduções de secção em altura deve respeitar certas condições definidas no regulamento.

Da análise das condições apresentadas conclui-se que é possível a classificação do edifício como “regular em planta e em altura”, ressalvando-se, contudo, a não continuidade da parede 6 e parte da parede 8 no andar, existindo estas apenas ao nível do rés-do-chão.

4.2.3 Determinação do peso transmitido pelo edifício

O peso transmitido pelo edifício (W) contemplará, para além do peso próprio da estrutura, as sobrecargas regulamentares, em conformidade com a expressão (30), apresentando-se resumidamente na Tabela 12 os cálculos efectuados.

Tabela 12 – Peso transmitido pelo edifício

Piso	Elemento	Área (m ²)	Peso próprio (kN)	Sobrecarga			Carga (kN)
				(kN/m ²)	ψ_2	(kN)	
Andar	Cobertura	104,42	88,01	0,4345	0,3	13,61	101,62
	Paredes andar		66,04				66,04
Sub-total (andar)							167,66
Rés-do-chão	Laje piso	84,7	26,36	2	0,3	50,82	77,18
	Cobertura alpendre	47,8	40,29	0,4345	0,3	6,23	46,52
	Paredes rés-do-chão		71,07				71,07
Sub-total (rés-do-chão)							171,51
Total							362,43

4.2.4 Determinação do espectro de resposta

De acordo com o Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004), a acção sísmica pode ser representada pelo espectro de resposta elástico definido em termos de aceleração do solo, o chamado espectro de resposta elástico. A força horizontal estática equivalente à acção sísmica é descrita através de duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelos mesmos espectros de resposta (Lourenço *et al.* 2008).

O espectro de resposta de cálculo é definido, segundo o Eurocódigo 8, pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (42)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (43)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (44)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (45)$$

em que $S_d(T)$ corresponde à aceleração espectral normalizada pela aceleração da gravidade, a_g corresponde à aceleração de pico do solo (m/s^2), q ao coeficiente de comportamento, T ao período da estrutura (s), T_B e T_C aos limites do ramo de aceleração espectral constante (s), T_D ao início do intervalo de deslocamentos constantes do espectro (s), S ao factor do terreno e β é o coeficiente de valor mínimo da aceleração espectral (valor recomendado de 0,2).

Da substituição dos valores indicados na Tabela 13 nas expressões anteriores obteve-se o espectro de resposta apresentado na Figura 33. De referir apenas que o valor do coeficiente de comportamento utilizado ($q=2,0$) considera o exposto na secção 2.2.2 deste documento.

Tabela 13 – Dados de entrada nas expressões do espectro de resposta de cálculo (solo do tipo A)

Acção sísmica	a_g (m/s^2)	q	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1 (sismo afastado)	2,5	2,0	1,0	0,1	0,6	2,0
Tipo 2 (sismo próximo)	1,7	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0

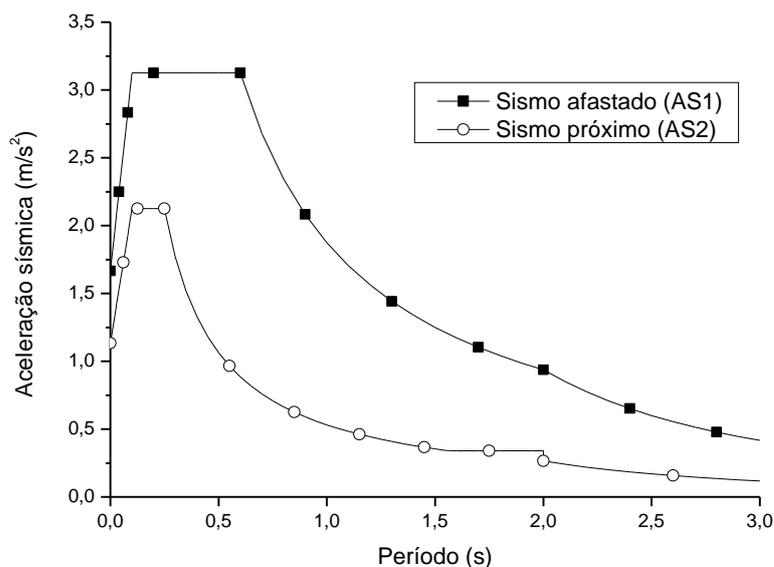


Figura 33 – Espectros de resposta para as duas acções sísmicas de referência

Conforme referido anteriormente, por não ser conhecido o período natural da estrutura, assumir-se-á o valor da ordenada máxima do espectro de resposta ($S_d(T)$), neste caso $3,125 \text{ (m/s}^2\text{)}$.

4.2.5 Determinação das forças sísmicas

Da substituição da expressão (32) conclui-se que o valor do corte sísmico basal a considerar para cada direcção horizontal do edifício será de $115,45 \text{ kN}$ (considerando a Acção Sísmica do tipo 1).

Da distribuição desta força pelos diversos pisos, de acordo com a expressão (33), constituindo as forças sísmicas (F_i) a actuar nos vários níveis e, conseqüentemente, planos de corte, obtiveram-se os resultados indicados na Tabela 14.

Tabela 14 – Forças sísmicas a actuar em cada plano de corte

Plano	$F_i \text{ (kN)}$	$T_i \text{ (kN)}$
Cobertura	73,13	73,13
Piso	42,32	115,45

As forças sísmicas serão aplicadas em cada plano horizontal segundo as duas direcções ortogonais, considerando as áreas de influência de cada parede. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 34 as áreas de influência das paredes do rés-do-chão segundo a direcção X.



Figura 34 – Áreas de influência das paredes do rés-do-chão, segundo a direcção X

Da distribuição das forças sísmicas pelas paredes em função da sua área de influência obtiveram-se os resultados apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 15 – Distribuição das forças sísmicas por cada parede do rés-do-chão em função da sua área de influência

Parede	Plano	Direcção sísmica	Área influência (m ²)	T _d (kN)
1	Rés-do-chão	X	34,87	33,48
2	Rés-do-chão	X	23,75	22,80
3a	Rés-do-chão	X	12,63	12,13
3b	Rés-do-chão	X	12,62	12,12
4	Rés-do-chão	X	36,37	34,92
Σ (Rés-do-chão, direcção X)			120,24	115,45
5	Rés-do-chão	Y	12,92	12,41
6	Rés-do-chão	Y	23,86	22,91
7a	Rés-do-chão	Y	11,96	11,48
7b	Rés-do-chão	Y	11,38	10,93
8	Rés-do-chão	Y	35,27	33,86
9	Rés-do-chão	Y	24,85	23,86
Σ (Rés-do-chão, direcção Y)			120,24	115,45

Tabela 16 – Distribuição das forças sísmicas por cada parede do andar em função da sua área de influência

Parede	Plano	Direcção sísmica	Área influência (m ²)	T _d (kN)
10	Andar	X	17,17	14,80
11	Andar	X	23,75	20,47
12	Andar	X	25,25	21,77
13	Andar	X	18,67	16,09
Σ (Andar, direcção X)			84,84	73,13
14	Andar	Y	17,43	15,02
15a	Andar	Y	12,94	11,15
15b	Andar	Y	12,05	10,39
16	Andar	Y	24,99	21,54
17	Andar	Y	17,43	15,02
Σ (Andar, direcção Y)			84,84	73,13

4.2.6 Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos entre paredes

Da substituição das expressões (34) e (35) conclui-se que as tensões resistentes de projecto à compressão perpendicular às fibras ($f_{c,90,d}$) e ao corte ($f_{v,d}$) são de 4,77 N/mm² e 2,25 N/mm², respectivamente.

Os valores da área onde a resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras, $A_{r,corte}$ e $A_{r,comp}$, respectivamente, se podem desenvolver, encontram-se indicados na Tabela 17, em conformidade com o apresentado na Tabela 1.

Tabela 17 – Áreas resistentes ao corte e à compressão perpendicular às fibras

Cruzamento	$A_{r,comp}$ (mm ²)	$A_{r,corte}$ (mm ²)
ext c/ ext (12mm)	3850	3850
int c/ ext (12mm)	4464	4464

A determinação dos valores de cálculo das tensões de compressão perpendicular às fibras ($\sigma_{c,90,d}$) e de corte (τ_d), através das expressões (36) e (37), permitiu concluir através das expressões (38) e (39), que são verificadas as condições relativas à compressão perpendicular às fibras e ao corte, em todas as paredes, como comprova a Tabela 18.

Tabela 18 – Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras, segundo o método das áreas de influência

Parede	cruz. entre paredes		$\sigma_{c,90,d}$ (N/mm ²)	τ_d (N/mm ²)	Verif. comp.	Verif. corte
	ext c/ ext	int c/ ext				
1	2	3	1,59	1,19	OK	OK
2	1	2	1,78	1,34	OK	OK
3a	1	1	1,46	1,09	OK	OK
3b		2	1,36	1,02	OK	OK
4	2	2	2,10	1,58	OK	OK
5	2	2	0,75	0,56	OK	OK
6		2	2,57	1,92	OK	OK
7a	1	1	1,38	1,04	OK	OK
7b	1	1	1,31	0,99	OK	OK
8		3	2,53	1,90	OK	OK
9	2	1	1,96	1,47	OK	OK
10	2	2	0,89	0,67	OK	OK
11	1	1	2,46	1,85	OK	OK
12	1	3	1,26	0,95	OK	OK
13	2	1	1,32	0,99	OK	OK
14	2	2	0,90	0,68	OK	OK
15a	1	1	1,34	1,01	OK	OK
15b	1	1	1,25	0,94	OK	OK
16		2	2,41	1,81	OK	OK
17	2	1	1,24	0,93	OK	OK

4.2.7 Verificação da resistência ao corte ao nível da fundação

O corte ao nível da ligação das paredes à fundação é resistido pelas ancoragens. Conforme apresentado na secção 2.1.2 deste documento, no caso do sistema adoptado pela “*Rusticasa*” a capacidade resistente de cada ligação entre o primeiro toro e a fundação ($F_{v,Rd}$) é de 3,57 kN, encontrando-se essas ligações espaçadas de 2 m no caso de paredes exteriores e 4 m no caso de paredes interiores.

Considerando as ancoragens representadas na Figura 35, procedeu-se à verificação da resistência ao corte ao nível da fundação, recorrendo-se para tal à expressão (40). Como se pode constatar pela análise da Tabela 19, apenas a parede 5 verifica a segurança em relação ao corte ao nível da fundação, sendo possível ainda constatar que a situação mais desfavorável é a da parede 6, para a qual a força de corte actuante é 2,14 vezes superior à resistente.

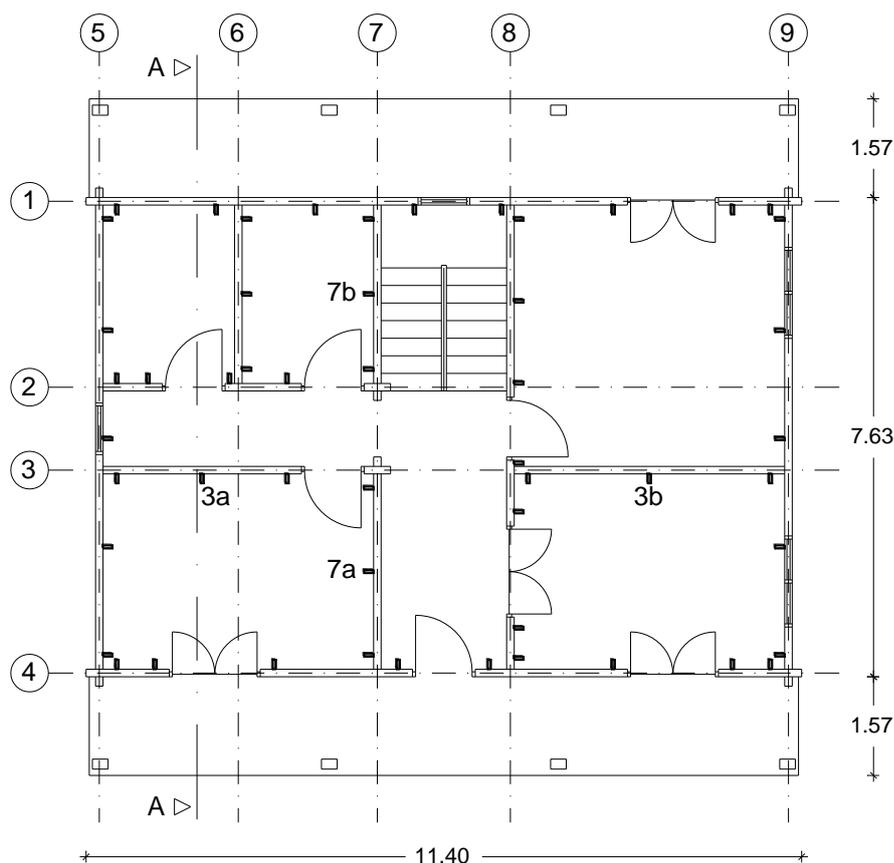


Figura 35 – Representação das ancoragens entre o primeiro toro e a fundação

Tabela 19 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, em função da sua área de influência

Parede	T_d (kN)	Nº ancoragens	F_d (kN)	Verificação
1	33,48	8	28,56	Não verifica
2	22,80	4	14,28	Não verifica
3a	12,13	3	10,71	Não verifica
3b	12,12	3	10,71	Não verifica
4	34,92	8	28,56	Não verifica
5	12,41	5	17,85	OK
6	22,91	3	10,71	Não verifica
7a	11,48	3	10,71	Não verifica
7b	10,93	3	10,71	Não verifica
8	33,86	7	24,99	Não verifica
9	23,86	5	17,85	Não verifica

4.2.8 Verificação da estabilidade global do edifício

Por fim procedeu-se a uma verificação da estabilidade global do edifício através da expressão (41), tendo sido determinados os valores dos momentos derrubador (M_{Sd}) e

estabilizador (M_{Rd}) relativamente ao ponto P assinalado na Figura 36. Concluiu-se que a estabilidade global do edifício está verificada, dado os referidos momentos serem de 693,66 kN.m e 1392,80 kN.m, respectivamente, sendo os cálculos apresentados nas expressões (46) e (47).

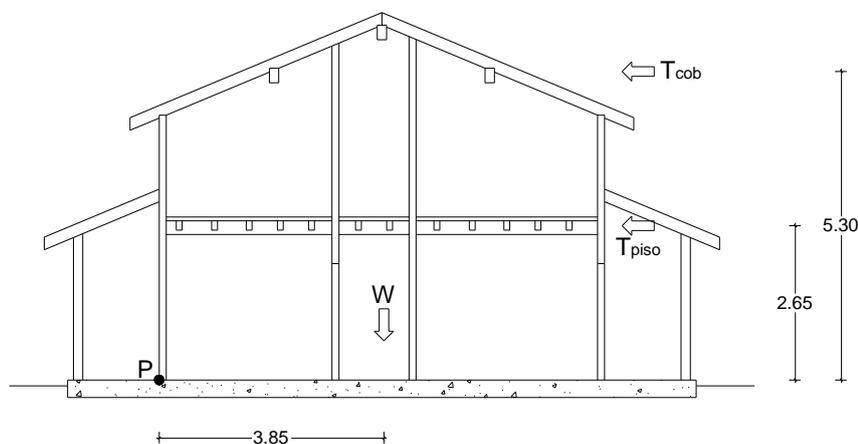


Figura 36 – Forças aplicadas para verificação da estabilidade global do edifício

$$M_{Sd} = 73,13 \cdot 5,3 + 115,45 \cdot 2,65 = 693,66 \text{ kN} \quad (46)$$

$$M_{Rd} = 361,77 \cdot 3,85 = 1392,80 \text{ kN} \quad (47)$$

4.3 MÉTODO DE ANÁLISE EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DAS PAREDES

Por se considerar que a distribuição das forças sísmicas em função da área de influência de cada parede consiste numa metodologia demasiado simplista e que dificilmente representará a realidade, optou-se por repetir a análise efectuada anteriormente, assumindo agora que a distribuição das forças sísmicas pelas paredes é função da sua rigidez no plano.

Para a determinação da rigidez de cada parede procedeu-se à sua modelação no programa SAP2000, tendo sido os respectivos modelos calibrados a partir dos resultados obtidos nos ensaios com paredes à escala real, apresentados na secção 3.4.1 deste documento.

4.3.1 Calibração dos modelos em SAP2000

Em conformidade com o estabelecido nos Eurocódigos, começou-se por desprezar a contribuição do atrito para a resistência das paredes. Assim, esta depende do confinamento conferido pelas paredes transversais.

Por essa razão, optou-se por efectuar a ligação entre os toros através de elementos do tipo *NLLink*, dos quais, apenas os localizados nas extremidades das paredes eram dotados de rigidez segundo o eixo U2 (corte no plano da parede), tendo os restantes a função de fixar verticalmente os toros (apenas rigidez axial na direcção vertical da parede), Figura 37.

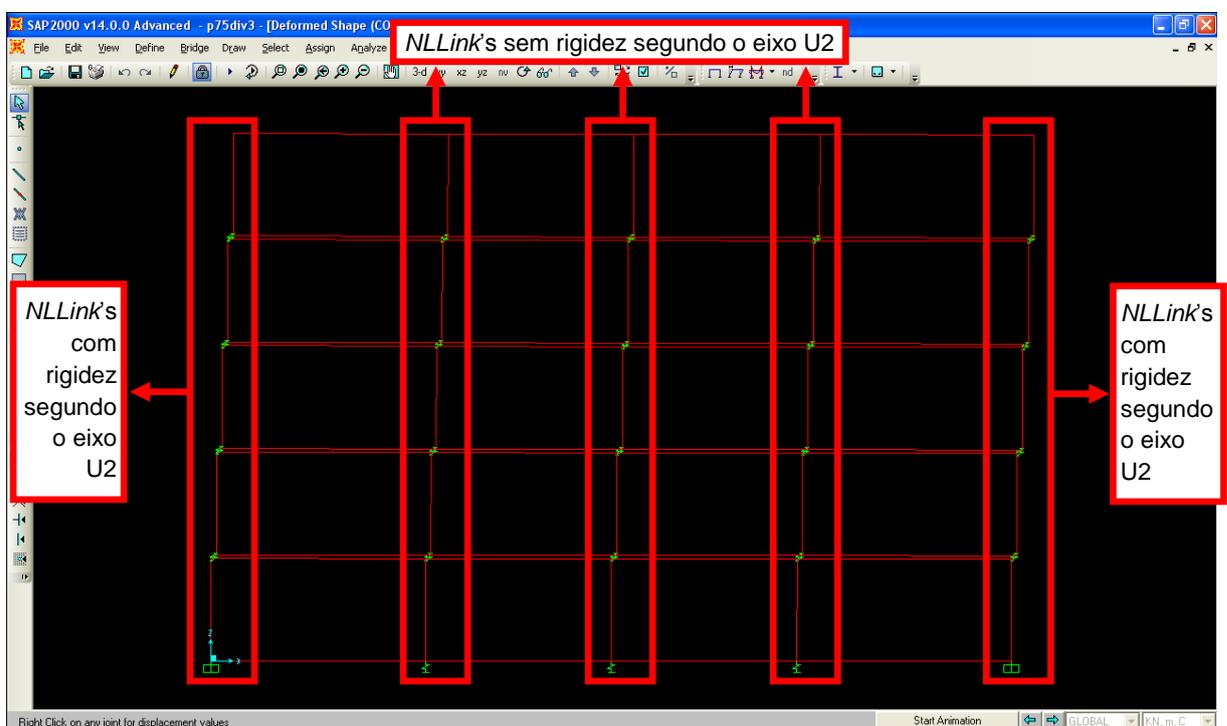


Figura 37 – *NLLink's* considerados na modelação em SAP2000

Para a calibração dos referidos modelos, foram considerados os resultados dos ensaios P1_3 ($F_v=10,1$ kN e esbelteza=6,25), P1_6 ($F_v=48$ kN e esbelteza=6,25) e P1_7 ($F_v=48$ kN e esbelteza=11,25), inseridos na campanha de ensaios com paredes à escala real, apresentados na secção 3.4.1 deste documento, conforme referido anteriormente.

Utilizando a força de pré-compressão vertical e a força máxima horizontal aplicada durante o respectivo ensaio, fez-se variar a rigidez (K_{U2}) dos *NLLink's* colocados nos alinhamentos verticais das extremidades das paredes, de forma a obter-se os deslocamentos registados experimentalmente. Os valores de K_{U2} determinados encontram-se apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Valores de K_{U2} relativos aos *NLLinK's* dos ensaios em paredes à escala real

Ensaio	F_v (kN)	Esbelteza	K_{U2} (kN/m)
P1_3	10,1	6,25	1357
P1_6	48	6,25	2695
P1_7	48	11,25	2385

A partir dos valores de K_{U2} determinados, e considerando que estes variam linearmente com a força vertical (F_v) e esbelteza (λ), determinou-se a seguinte expressão:

$$K_{U2} = 35,303 F_v - 62 \lambda + 1343,94 \quad (48)$$

Percebe-se contudo, que a aplicação da expressão anterior a paredes mais esbeltas conduzirá a valores de K_{U2} demasiado baixos, ou mesmo negativos. Há portanto a necessidade de limitar inferiormente o valor de K_{U2} , considerando-se para tal o valor de cálculo da tensão resistente à compressão perpendicular às fibras ($f_{c,90,d}$), a qual, segundo a expressão (34), toma o valor de 4,77 N/mm².

4.3.2 Rigidez das paredes e forças sísmicas

Para proceder à determinação da rigidez de cada parede, determinou-se a carga de compressão vertical que actuará em cada uma devido ao peso próprio e sobrecargas regulamentares relativas à laje de piso e cobertura, bem como ao peso próprio de paredes sobrepostas. Os valores da carga de compressão vertical actantes em cada parede encontram-se apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela 21 – Cargas de compressão vertical actantes nas paredes do rés-do-chão

Parede	A_{laje} (m ²)	$A_{cobertura}$ (m ²)	Carga laje (kN)	Carga cobertura (kN)	Peso Paredes andar e cobert. (kN)	Carga total (kN)	Comprimento parede (m)	carga dist. (kN/m)
1	17,08	7,97	15,56	7,76	33,90	57,22	10,98	5,21
2	10,34		9,42		30,77	40,20	4,43	9,07
3a	12,63		11,51		20,24	31,75	4,43	7,17
3b	19,96		18,19		20,24	38,43	4,43	8,68
4	18,63	7,97	16,98	7,76	35,49	60,22	10,98	5,48
5	13,35		12,17		30,86	43,03	7,51	5,73
6	8,15		7,43			7,43	2,96	2,51
7a	12,94		11,79		24,75	36,54	3,23	11,31
7b	4,90		4,47		15,37	19,84	2,96	6,70
8	21,91		19,97		15,96	35,93	7,51	4,78
9	17,39		15,85		28,97	44,82	7,51	5,97

Tabela 22 – Cargas de compressão vertical actuantes nas paredes do andar

Parede	$A_{cobertura}$ (m ²)	$P_{cobertura}$ (kN)	Carga total (kN)	Comprimento parede (m)	carga dist (kN/m)
10	24,68	24,02	24,02	10,98	2,19
11	25,89	25,20	25,20	4,43	5,69
12	27,53	26,79	26,79	10,98	2,44
13	26,32	25,61	25,61	10,98	2,33
14	23,95	23,31	23,31	7,51	3,10
15a	21,69	21,11	21,11	3,23	6,54
15b	12,05	11,73	11,73	2,96	3,96
16	12,05	11,73	11,73	4,28	2,74
17	21,62	21,04	21,04	7,51	2,80

Da substituição da expressão (48) obtiveram-se os valores de K_{U2} apresentados na Tabela 23, a partir dos quais se procedeu à modelação das paredes em SAP2000.

Tabela 23 – Valores de K_{U2} relativos às molas a colocar nas paredes em estudo

Parede	L (m)	h (m)	Esbelteza	F_v (kN/m)	K_{U2} (kN/m)
P1	10,98	2,7	22,5	5,21	132,92
P2	4,43	2,7	22,5	9,07	269,27
P3a	4,43	2,7	22,5	7,17	201,99
P3b	4,43	2,7	22,5	8,68	255,22
P4	10,98	2,7	22,5	5,48	142,57
P5	7,51	2,7	22,5	5,73	151,21
P6	2,96	2,7	22,5	2,51	37,52
P7a	3,23	2,7	22,5	11,31	348,36
P7b	2,96	2,7	22,5	6,70	185,52
P8	7,51	2,7	22,5	4,78	117,82
P9	7,51	2,7	22,5	5,97	159,65
P10	10,98	1,95	16,25	2,19	413,68
P11	4,43	3,15	26,25	5,69	4,77
P12	10,98	3,15	26,25	2,44	4,77
P13	10,98	1,95	16,25	2,33	418,79
P14	7,51	2,7	22,5	3,10	58,50
P15a	3,23	2,55	21,25	6,54	257,15
P15b	2,96	2,55	21,25	3,96	166,30
P16	4,28	2,55	21,25	2,74	123,17
P17	7,51	2,7	22,5	2,80	47,85

Efectuada a modelação das paredes, foram aplicados vários valores de força horizontal, tendo-se traçado de seguida as respectivas curvas força-deslocamento e determinado o seu declive, o qual corresponde à rigidez da parede. As forças sísmicas actuantes a cada nível (rés-do-chão e andar) indicadas na Tabela 14 foram de seguida divididas por cada parede,

proporcionalmente à sua rigidez no plano, nas duas direcções sísmicas (direcção X e direcção Y), apresentando-se os resultados nas tabelas seguintes.

Tabela 24 – Distribuição das forças de corte por cada parede do rés-do-chão em função da sua rigidez

Parede	Plano	Direcção sísmica	Rigidez (kN/m)	T _d (kN)
P1	Rés-do-chão	X	15,505	16,28
P2	Rés-do-chão	X	27,13	28,49
P3a	Rés-do-chão	X	21,09	22,15
P3b	Rés-do-chão	X	29,616	31,11
P4	Rés-do-chão	X	16,581	17,41
Σ (Rés-do-chão, direcção X)			109,922	115,45
P5	Rés-do-chão	Y	17,779	17,62
P6	Rés-do-chão	Y	4,4103	4,37
P7a	Rés-do-chão	Y	40,347	39,99
P7b	Rés-do-chão	Y	21,645	21,45
P8	Rés-do-chão	Y	13,736	13,61
P9	Rés-do-chão	Y	18,574	18,41
Σ (Rés-do-chão, direcção Y)			116,4913	115,45

Tabela 25 – Distribuição das forças de corte por cada parede do andar em função da sua rigidez

Parede	Plano	Direcção sísmica	Rigidez (kN/m)	T _d (kN)
P10	Andar	X	67,8890	35,26
P11	Andar	X	2,1041	1,09
P12	Andar	X	2,097	1,09
P13	Andar	X	68,705	35,69
Σ (Andar, direcção X)			140,7951	73,13
P14	Andar	Y	6,8395	6,43
P15a	Andar	Y	31,797	29,87
P15b	Andar	Y	20,623	19,38
P16	Andar	Y	12,974	12,19
P17	Andar	Y	5,6027	5,26
Σ (Andar, direcção Y)			77,8362	73,13

4.3.3 Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos entre paredes

Conforme referido no método anterior, da substituição das expressões (34) e (35) conclui-se que os valores de cálculo das tensões resistentes à compressão perpendicular às fibras ($f_{c,90,d}$) e ao corte ($f_{v,d}$) são de 4,77 N/mm² e 2,25 N/mm², respectivamente.

A determinação das tensões de projecto de compressão perpendicular às fibras ($\sigma_{c,90,d}$) e de corte (τ_d), através das expressões (36) e (37), atendendo aos valores presentes na Tabela 17, permitiu concluir através das expressões (38) e (39), não ser verificadas as condições relativas à compressão perpendicular às fibras na parede 7a, e ao corte nas paredes 3b, 7a e 15a, conforme demonstra a tabela seguinte.

Tabela 26 – Verificação da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras, segundo o método da rigidez

Parede	F (kN)	cruz. entre paredes		$\sigma_{c,90,d}$ (N/mm ²)	τ_d (N/mm ²)	Verif. Comp.	Verif. Corte
		ext c/ ext	int c/ ext				
P1	16,28	2	3	0,77	0,58	OK	OK
P2	28,49	1	2	2,23	1,67	OK	OK
P3a	22,15	1	1	2,66	2,00	OK	OK
P3b	31,11		2	3,48	2,61	OK	Não verifica
P4	17,41	2	2	1,05	0,79	OK	OK
P5	17,62	2	2	1,06	0,79	OK	OK
P6	4,37		2	0,49	0,37	OK	OK
P7a	39,99	1	1	4,81	3,61	Não verifica	Não verifica
P7b	21,45	1	1	2,58	1,94	OK	OK
P8	13,61		3	1,02	0,76	OK	OK
P9	18,41	2	1	1,51	1,13	OK	OK
P10	35,26	2	2	2,12	1,59	OK	OK
P11	1,09	1	1	0,13	0,10	OK	OK
P12	1,09	1	3	0,06	0,05	OK	OK
P13	35,69	2	1	2,93	2,20	OK	OK
P14	6,43	2	2	0,39	0,29	OK	OK
P15a	29,87	1	1	3,59	2,69	OK	Não verifica
P15b	19,38	1	1	2,33	1,75	OK	OK
P16	12,19		2	1,37	1,02	OK	OK
P17	5,26	2	1	0,43	0,32	OK	OK

4.3.4 Verificação da resistência ao corte ao nível da fundação

Procedendo de forma análoga ao apresentado na secção 4.2.7 deste documento, e considerando as ancoragens representadas na Figura 35, procedeu-se à verificação da resistência ao corte ao nível da fundação, recorrendo-se para tal à expressão (40). Como se pode constatar pela análise da Tabela 27, há 6 paredes que não verificam a segurança em relação ao corte, sendo possível ainda constatar que a situação mais desfavorável é a da parede 7a, para a qual a força de corte actuante é 3,73 vezes superior à resistente.

Tabela 27 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, em função da sua rigidez

Parede	T_d (kN)	Nº ancoragens	F_d (kN)	Verificação
P1	16,28	8	28,56	OK
P2	28,49	4	14,28	Não verifica
P3a	22,15	3	10,71	Não verifica
P3b	31,11	3	10,71	Não verifica
P4	17,41	8	28,56	OK
P5	17,62	5	17,85	OK
P6	4,37	3	10,71	OK
P7a	39,99	3	10,71	Não verifica
P7b	21,45	3	10,71	Não verifica
P8	13,61	7	24,99	OK
P9	18,41	5	17,85	Não verifica

4.3.5 Verificação estabilidade global do edifício

A verificação da estabilidade global do edifício é independente do método utilizado (áreas de influência ou rigidez). Assim, tal como indicado na secção 4.2.8, procedeu-se a uma verificação da estabilidade global do edifício através da expressão (41). Tendo sido determinados os valores dos momentos derrubador (M_{Sd}) e estabilizador (M_{Rd}) relativamente ao ponto P assinalado na Figura 36, concluiu-se que é verificada a estabilidade global do edifício dado os momentos referidos serem de 693,66 kN.m e 1392,80 kN.m, respectivamente.

4.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As duas metodologias consideradas incluíam a verificação ao corte e à compressão perpendicular às fibras, tensões estas desenvolvidas nos cruzamentos entre paredes, bem como a verificação da segurança ao corte na ligação das paredes à fundação. Procedeu-se de seguida à comparação dos resultados obtidos segundo os dois métodos considerados.

Uma vez que as condições impostas para verificação da segurança não foram cumpridas na totalidade para nenhum dos métodos considerados, sugerir-se-ão também alternativas ao sistema construtivo em estudo de forma que todas as condições de segurança sejam satisfeitas.

4.4.1 Cruzamentos entre paredes

Conforme referido, nos cruzamentos entre paredes devem ser verificadas duas condições relativas ao corte e à compressão perpendicular às fibras. Como se pode constatar pela análise da Tabela 28, considerando uma distribuição das forças sísmicas proporcional à área de influência de cada parede, as condições são verificadas na totalidade. Por outro lado, considerando uma distribuição das forças proporcional à rigidez no plano das paredes, há 3 paredes que não cumprem as condições de segurança.

Tabela 28 – Comparação das verificações ao corte e à compressão perpendicular às fibras

Parede	Verif. compressão		Verif. corte	
	Área influência	Rigidez	Área influência	Rigidez
1	✓	✓	✓	✓
2	✓	✓	✓	✓
3a	✓	✓	✓	✓
3b	✓	✓	✓	X
4	✓	✓	✓	✓
5	✓	✓	✓	✓
6	✓	✓	✓	✓
7a	✓	X	✓	X
7b	✓	✓	✓	✓
8	✓	✓	✓	✓
9	✓	✓	✓	✓
10	✓	✓	✓	✓
11	✓	✓	✓	✓
12	✓	✓	✓	✓
13	✓	✓	✓	✓
14	✓	✓	✓	✓
15a	✓	✓	✓	X
15b	✓	✓	✓	✓
16	✓	✓	✓	✓
17	✓	✓	✓	✓

A não verificação das condições, por parte de algumas paredes, relativamente ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos com paredes transversais, deve-se ao

facto do sistema construtivo comercializado pela empresa “*Rusticasa*” não prever, ao contrário de outros sistemas, a introdução de varões metálicos que trespassem 2 ou 3 toros. A introdução dos referidos varões evitaria que a resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras tivesse de ser mobilizada na totalidade pelos referidos cruzamentos.

Assim, sugere-se como complemento ao sistema construtivo em estudo a introdução de varões metálicos que trespassem 3 toros. Dessa forma os varões seriam equiparados a cavilhas sujeitas a corte duplo, consistindo numa ligação do tipo madeira-madeira prevista na secção 8 do Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2004).

De acordo com o Eurocódigo 5, a capacidade resistente de ligadores do tipo cavilha, sujeitos ao corte, baseia-se na Teoria de Johansen, segundo a qual, a capacidade resistente é função da geometria da ligação, da resistência ao esmagamento localizado da madeira e do momento de cedência plástica do ligador.

Segundo o mesmo regulamento, a capacidade resistente do ligador sujeito a corte duplo é dada pela expressão seguinte:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (49)$$

em que $F_{v,Rk}$ é o valor característico da resistência da ligação por plano de corte e por ligador, t_i corresponde à penetração do ligador na madeira, d é o diâmetro do ligador, $f_{h,i,k}$ é o valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira do membro i , $M_{y,Rk}$ é o valor característico do momento de cedência plástica do ligador, $F_{ax,Rk}$ é o valor característico da resistência ao arranque do ligador e β é o quociente do valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira.

De referir, contudo, que no caso da ligação em estudo o valor característico da resistência ao arranque do ligador ($F_{ax,Rk}$) será nulo, dado que as cavilhas não oferecem resistência ao arranque.

As variáveis constantes da expressão (49) são dadas pelas expressões (9) a (12). Na Tabela 29 encontra-se caracterizada a ligação considerada, através dos dados de entrada nas expressões referidas.

Tabela 29 – Dados para o cálculo da capacidade resistente ao corte das cavilhas por plano de corte

ρ_k	380 kg/m ³
d	10 mm
l	450 mm
f_{uk}	400 MPa
l_1	150 mm
l_2	150 mm
l_3	150 mm

Da substituição das expressões anteriormente referidas obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 30 – Capacidade resistente ao corte de uma cavilha por plano de corte

$f_{h,1,k}$	28,04 MPa
$f_{h,2,k}$	28,04 MPa
$M_{y,Rk}$	47772,86 MPa
$F_{v,Rk}$	5952,83 N

Conclui-se assim que a resistência de cada cavilha por plano de corte seria de 5,95 kN o que seria suficiente para cumprir todas as verificações ao corte e à compressão perpendicular às fibras. A título de exemplo apresenta-se na Figura 38 uma representação dos varões a colocar na parede 7a.

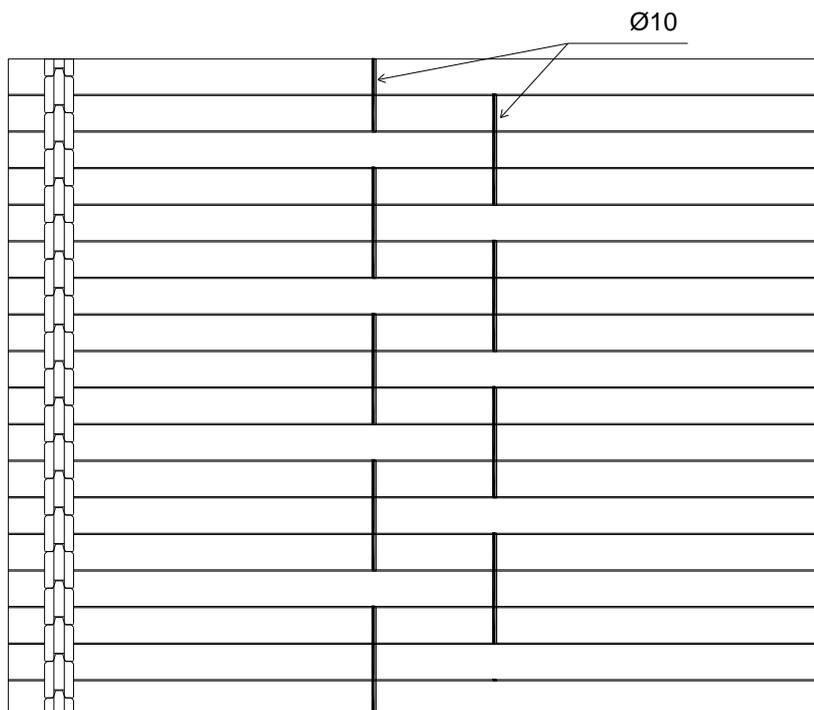


Figura 38 – Disposição dos varões metálicos a colocar na parede 7a

4.4.2 Ligação das paredes à fundação

Quanto à verificação da resistência ao corte ao nível da ligação das paredes à fundação, a Tabela 31 estabelece uma comparação entre as duas metodologias consideradas.

Tabela 31 – Comparação das verificações ao corte, ao nível da ligação das paredes à fundação

Parede	Área influência	Rigidez
1	X	✓
2	X	X
3a	X	X
3b	X	X
4	X	✓
5	✓	✓
6	X	✓
7a	X	X
7b	X	X
8	X	✓
9	X	X

Ao contrário do que acontece nos cruzamentos entre paredes, na ligação das paredes à fundação a metodologia que considera uma distribuição das forças sísmicas proporcional à rigidez conduz a resultados mais favoráveis. Contudo, a fragilidade da ligação utilizada torna-se evidente ao haver apenas uma parede que cumpre a resistência ao corte na sua ligação à fundação, quando analisada através do método das áreas de influência e, mais de metade das paredes não satisfazerem a referida condição quando analisadas segundo o método da rigidez.

Também neste caso as limitações se devem à ligação à fundação adoptada pela “*Rusticosa*”. Em alternativa às chapas metálicas aparafusadas, a ligação das paredes à fundação pode ser, à semelhança de outros sistemas, efectuada através de chumbadouros que, para além de penetrarem na fundação em betão, trespassem o primeiro toro.

Adoptando chumbadouros com diâmetro de 12mm ($f_u=500\text{MPa}$), cada um terá uma resistência ao corte de 14,3 kN.

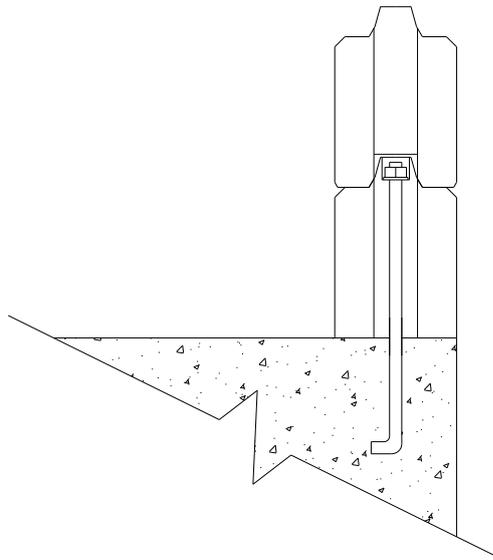


Figura 39 – Detalhe dos chumbadouros propostos

Assim, mantendo a disposição de ancoragens indicada na Figura 35, mas substituindo as chapas metálicas pelos chumbadouros ($\phi 12$) representados na Figura 39, a segurança ao corte ao nível da fundação será verificada por todas as paredes como demonstra a Tabela 32.

Tabela 32 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, considerando a substituição das chapas metálicas por chumbadouros ($\phi 12$)

Parede	Td (kN) (área de inf.)	Td (kN) (rigidez)	Nº ancoragens	Fd (kN)	Verificação (área de inf.)	Verificação (rigidez)
1	33,48	16,28	8	114,4	OK	OK
2	22,80	28,49	4	57,2	OK	OK
3a	12,13	22,15	3	42,9	OK	OK
3b	12,12	31,11	3	42,9	OK	OK
4	34,92	17,41	8	114,4	OK	OK
5	12,41	17,62	5	71,5	OK	OK
6	22,91	4,37	3	42,9	OK	OK
7a	11,48	39,99	3	42,9	OK	OK
7b	10,93	21,45	3	42,9	OK	OK
8	33,86	13,61	7	100,1	OK	OK
9	23,86	18,41	5	71,5	OK	OK

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

Enumeram-se de seguida as principais conclusões a extrair do presente trabalho, as quais já foram sendo apresentadas ao longo dos capítulos anteriores.

Os resultados dos ensaios da ligação toro-toro (provetes de 5 toros) demonstram uma resposta simétrica das paredes e destacam-se os valores bastante elevados do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente que podem ser alcançados. Contudo, é importante notar que a dissipação de energia é significativa devido aos grandes deslocamentos ocorridos tendo por base o atrito.

Os resultados obtidos nos ensaios de corte da ligação toro-fundação demonstram uma boa ductilidade e capacidade dessas ligações para dissipar energia quando sujeitas a corte.

Os ensaios de tracção da ligação toro-fundação permitiram concluir que são os 15 mm de deformação que determinam a resistência máxima da ligação.

Dos ensaios de paredes à escala real importa realçar o seguinte:

- Os resultados obtidos nos ensaios monotónicos mostram não haver diferenças significativas entre as paredes do tipo 1 (parede longitudinal fixa à fundação através de chapas metálicas) e as paredes do tipo 2 (paredes longitudinais sem qualquer ligação à fundação, encontrando-se as chapas metálicas nas paredes transversais). Por outras palavras, o facto de a parede longitudinal se encontrar fixa, ou não, à fundação tem pouca influência sobre o comportamento global das paredes analisadas;

- Os resultados experimentais mostram que o comportamento das paredes ensaiadas depende do nível de pré-compressão vertical e da rigidez transversal materializada pelas paredes ortogonais;
- Nos ensaios cíclicos, as paredes do tipo 2 apresentaram um melhor desempenho. Em ambos os casos, isto é, tanto em paredes do tipo 1 como do tipo 2, o valor da pré-compressão vertical reflecte-se na resistência lateral da parede;
- O aumento da esbelteza das paredes, de 6,25 para 11,25 (ensaio P1_7), resulta numa redução significativa da resistência lateral da parede. No entanto, os resultados experimentais obtidos indicam um bom comportamento dissipativo da parede com 135 cm de altura, caracterizado por curvas força-deslocamento simétricas e bem largas.

A análise sísmica de uma moradia através de modelos simplificados, compreendia, para além da verificação da estabilidade global do edifício, a verificação da capacidade resistente conferida pela ligação à fundação e da capacidade resistente conferida pelo cruzamento entre paredes ortogonais. Esta última depende da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras apresentada pela madeira.

As verificações efectuadas à ligação toro-fundação evidenciaram a fragilidade da ligação adoptada pela empresa “*Rusticasa*”. Em alternativa às chapas metálicas aparafusadas, a ligação das paredes à fundação pode ser, à semelhança de outros sistemas, efectuada através de chumbadouros que, para além de penetrarem na fundação em betão, devem trespassar o primeiro toro.

Relativamente ao cruzamento entre paredes ortogonais, a não verificação das condições, por parte de algumas paredes, relativamente ao corte e à compressão perpendicular às fibras deve-se ao facto do sistema construtivo comercializado pela empresa “*Rusticasa*” não prever, ao contrário de outros sistemas, a introdução de varões metálicos que trespassem 2 ou 3 toros. A introdução dos referidos varões evitaria que a resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras tivesse de ser mobilizada na totalidade pelos referidos cruzamentos.

Quanto à estabilidade global da estrutura, a verificação realizada permitiu concluir que esta é satisfeita, não estando assim comprometida a segurança no caso de ocorrência sísmica, para o nível de risco sísmico e condições gerais adoptadas neste trabalho.

5.2 PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por fim, dada a falta de conhecimento do comportamento destas construções face à ocorrência de um sismo, e porque os dados experimentais obtidos através da campanha experimental realizada não permitem um conhecimento devidamente consolidado do funcionamento deste sistema construtivo, apresentam-se algumas propostas de desenvolvimentos futuros.

É assim sugerida a realização de mais ensaios experimentais que permitissem um aprofundamento do comportamento destas paredes considerando:

- diferentes valores de pré-compressão vertical;
- diferentes alturas de forma a averiguar a influência da esbelteza;
- paredes com diferentes espessuras;
- paredes com comprimentos diferentes;
- paredes com aberturas (portas e janelas), de forma a averiguar a sua influência na rigidez da parede.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anon (1994), *Nordic Timber - Grading rules for pine and spruce sawn timber* (The Blue Book). Stockholm: The Assoc. of Swedish Sawmillmen. ISBN 91-7322-227-5.

Branco, J. M.; Araújo, J. P. (2009), “*Comportamento no plano de paredes de troncos*”, 1º Fórum Internacional de Tecnologias da Construção – TECCON 2009, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Ceccotti, A.; Follesa, M.; Lauriola, M. P. (2005), *Le strutture di legno in zona sismica – Criteri e regole per la progettazione ed il restauro*, C.L.U.T. Editrice, Italia.

Cruz, P.; Branco, J. M.; Santos, A. (2007), “*Ligação toro-fundação*” - Relatório N.º 07-DEC/E-20, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães.

Cruz, P.; Branco, J. M.; Santos, A. (2007), “*Paredes*” - Relatório N.º 07-DEC/E-22, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães.

Dolan, J. D.; Johnson, A. C. (1997), *Monotonic Tests of Long Shear Walls with Openings - Report No. TE-1996-001*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Department of Wood Science and Forests Products, Brooks Forest Products Research Center, Timber Engineering Center, Virginia.

Draft Amendment to EN 1995-1-1:2004 (2005), *Letter of warning: Application of ENV 1995-1-1:1993 and EN 1995-1-1:2004*, CEN/TC 250, Brussels.

EN 386:2001, *Glued laminated timber. Performance requirements and minimum production requirements*. CEN, Brussels.

EN 408:2003, *Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties*. CEN, Brussels.

EN 1995-1-1:2004, *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. CEN, Brussels.

EN 1998-1:2004, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN, Brussels.

EN 12512:2001, *Timber structures - Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*, CEN, Brussels, 2001.

EN 26891:1991, *Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics*, CEN, Brussels, 1991.

ISO/FDIS 21581:2010, *Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls*. International Standard, Final Draft.

Leichti, R.; Scott, R.; Miller, T.; Sharpe, J. (2006), *Lateral Resistance of Walls and Anchorage in Log Structures*, Structure magazine, March 2006.

Lourenço, P.; Vasconcelos, G.; Gouveia, J. P.; Medeiros, P.; Marques, R. (2008), *Elementos de apoio ao projecto e execução de elementos de alvenaria estrutural e não estrutural com unidades cBloco*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Oliveira, D. V. (2008), *Aspectos regulamentares (Eurocódigo 8, parte 1) – Elementos de apoio da disciplina de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*, Ano Lectivo 2008/2009, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

ANEXO

Anexo A

Valores obtidos para o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, por ciclos, nos ensaios da ligação toro-toro com provetes de 5 toros.

ciclo	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8
neg1	0,3204	0,2136	0,2406	0,1680	0,1614	0,0889	0,0761	0,0612
pos1	0,3423	0,2670	0,2910	0,2188	0,2400	0,1621	0,1220	0,1041
neg2	0,4870	0,4621	0,4340	0,3842	0,3885	0,3307	0,2975	0,2573
pos2	0,4481	0,4513	0,4063	0,4114	0,3872	0,3805	0,3216	0,3321
neg3	0,5276	0,5370	0,4883	0,4722	0,4650	0,4312	0,4467	0,4085
pos3	0,4456	0,5042	0,4459	0,4527	0,4307	0,4223	0,4192	0,3943
neg4	0,5307	0,5473	0,4879	0,4743	0,4441	0,4356	0,4426	0,4130
pos4	0,4598	0,5015	0,4545	0,4675	0,4405	0,4512	0,4185	0,4061
neg5	0,5406	0,5580	0,4921	0,4604	0,4418	0,4270	0,4400	0,4134
pos5	0,4730	0,5033	0,4561	0,4492	0,4435	0,4399	0,4114	0,4086
neg6	0,5472	0,5652	0,5139	0,5110	0,4737	0,4519	0,4827	0,4559
pos6	0,4949	0,5102	0,4737	0,4916	0,4685	0,4651	0,4529	0,4389
neg7	0,5235	0,5951	0,5004	0,4969	0,4817	0,4669	0,4630	0,4520
pos7	0,4672	0,5199	0,4989	0,5044	0,4699	0,4640	0,4498	0,4408
neg8	0,5094	0,5586	0,4960	0,4955	0,4752	0,4689	0,4579	0,4543
pos8	0,4888	0,5198	0,4783	0,4755	0,4676	0,4656	0,4428	0,4221
neg9	0,5544	0,5747	0,5119	0,5369	0,4957	0,5102	0,5209	0,5208
pos9	0,5003	0,5405	0,5039	0,5128	0,5074	0,4973	0,5044	0,4775
neg10	0,5413	0,5970	0,5076	0,5439	0,5102	0,5223	0,5159	0,5257
pos10	0,4902	0,5197	0,5144	0,5128	0,5113	0,4961	0,5073	0,4711
neg11	0,5217	0,5763	0,5041	0,5414	0,4885	0,5136	0,5047	0,5177
pos11	0,4880	0,5346	0,5182	0,5134	0,5118	0,5003	0,5049	0,4691
neg12	0,5041	0,5799	0,4985	0,5386	0,5006	0,5120	0,5110	0,5170
pos12	0,4984	0,5213	0,5217	0,5147	0,5230	0,5131	0,5128	0,4930
neg13	0,5177	0,5706	0,4800	0,5174	0,4788	0,4913	0,5019	0,5099
pos13	0,5076	0,5184	0,5486	0,5230	0,5305	0,5173	0,5280	0,4930
neg14	0,5063	0,5701	0,4418	0,5086	0,4711	0,4897	0,4933	0,5120
pos14	0,5275	0,5216	0,5650	0,5331	0,5531	0,5150	0,5362	0,4813

Anexo B

Valores obtidos para o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, por ciclos, nos ensaios com paredes à escala real.

ciclo	Parede tipo 1					Parede tipo 2			
	P1_2	P1_3	P1_5	P1_6	P1_7	P2_2	P2_3	P2_5	P2_6
neg1	0,2975	0,3287	0,2721	0,2666	0,0747	0,3694	0,3384	0,1787	0,1695
pos1	0,3915	0,3781	0,3143	0,3013	0,1013	0,3525	0,2919	0,2200	0,2897
neg2	0,2585	0,3054	0,3502	0,4044	0,1143	0,3617	0,3066	0,3356	0,3665
pos2	0,3063	0,3727	0,3513	0,3950	0,1444	0,3736	0,2634	0,3418	0,3999
neg3	0,2001	0,2616	0,3290	0,3623	0,2079	0,2877	0,2498	0,3579	0,3523
pos3	0,2406	0,3175	0,3230	0,3911	0,2612	0,2979	0,2206	0,3411	0,3839
neg4	0,1888	0,2593	0,3328	0,3556	0,2308	0,2856	0,2469	0,3553	0,3504
pos4	0,2336	0,3137	0,3177	0,3849	0,2432	0,2946	0,2163	0,3390	0,3806
neg5	0,1851	0,2634	0,3307	0,3604	0,2341	0,2838	0,2452	0,3571	0,3486
pos5	0,2340	0,3096	0,3204	0,3779	0,2450	0,2917	0,2163	0,3392	0,3800
neg6	0,1550	0,2132	0,2842	0,3067	0,2675	0,2237	0,1952	0,3304	0,3103
pos6	0,1909	0,2554	0,2726	0,3371	0,3131	0,2354	0,1861	0,3124	0,3368
neg7	0,1663	0,2138	0,2883	0,3078	0,2928	0,2240	0,1945	0,3291	0,3101
pos7	0,1857	0,2532	0,2733	0,3399	0,3100	0,2322	0,1830	0,3132	0,3397
neg8	0,1638	0,2158	0,2853	0,3090	0,2854	0,2233	0,1959	0,3317	0,3115
pos8	0,1856	0,2493	0,2768	0,3384	0,3213	0,2311	0,1811	0,3140	0,3366
neg9	0,1299	0,1393	0,2076	0,2131	0,3709	0,1434	0,1304	0,2491	0,2170
pos9	0,1382	0,1417	0,2015	0,2221	0,4333	0,1437	0,1344	0,2446	0,2304
neg10	0,1148	0,1285	0,1977	0,2050	0,3846	0,1300	0,1188	0,2420	0,2086
pos10	0,1205	0,1372	0,1882	0,2145	0,4182	0,1295	0,1147	0,2352	0,2198
neg11	0,1111	0,1289	0,1976	0,2091	0,3812	0,1295	0,1183	0,2411	0,2086
pos11	0,1178	0,1369	0,1880	0,2121	0,4227	0,1284	0,1136	0,2342	0,2200
neg12	0,1436	0,1453	0,2678	0,1911	0,3282	0,1159	0,1181	0,2132	0,1646
pos12	0,2253	0,1811	0,1577	0,2535	0,3623	0,2199	0,2101	0,2167	0,3112
neg13	0,0945	0,1038	0,1891	0,2170	0,3344	0,1409	0,1401	0,2617	0,1888
pos13	0,2194	0,1110	0,1576	0,2459	0,3652	0,1967	0,1918	0,2545	0,2876
neg14	0,0925	0,1029	0,1881	0,2185	0,3413	0,1354	0,1380	0,2666	0,1866
pos14	0,2228	0,1110	0,1583	0,2352	0,3701	0,1904	0,1936	0,2368	0,2909

Anexo C

Valores obtidos para a rigidez, por ciclos, segundo a metodologia indicada na norma EN 408:2003 (E), nos ensaios com paredes à escala real.

Ciclo	Parede tipo 1					Parede tipo 2			
	Fv=10,1kN		Fv=48kN			Fv=10,1kN		Fv=48kN	
	P1_2	P1_3	P1_5	P1_6	P1_7	P2_2	P2_3	P2_5	P2_6
neg1	3,7658	3,3625	10,1340	10,2260	3,5540	3,0207	1,5327	10,0410	10,1380
pos1	0,7265	0,4473	1,2895	2,0947	2,9082	0,5218	1,1093	6,2344	4,5875
neg2	0,6603	0,6952	0,7067	0,6953	3,2897	0,5830	0,8376	2,5921	1,1896
pos2	0,5582	0,2397	0,7455	0,3111	2,4936	0,4299	0,8353	0,9800	0,6387
neg3	0,7089	0,6438	0,6626	0,4810	2,4216	0,3641	0,6274	0,6898	0,5086
pos3	0,5457	0,2403	0,6585	0,3456	0,8233	0,2856	0,7611	0,7511	0,5535
neg4	0,4941	0,4986	0,2764	0,3935	0,8337	0,3020	0,5397	0,5214	0,4249
pos4	0,4516	0,2251	0,4940	0,2035	0,8672	0,2063	0,6974	0,6956	0,4750
neg5	0,4778	0,4486	0,3374	0,2014	0,8342	0,2880	0,5292	0,5108	0,4087
pos5	0,5007	0,2195	0,4355	0,2794	0,7664	0,1589	0,6779	0,6743	0,4627
neg6	0,5017	0,5024	0,6471	0,3326	0,6992	0,3273	0,5429	0,5169	0,4676
pos6	0,4821	0,2585	0,5764	0,4610	0,2570	0,2571	0,6793	0,6456	0,5308
neg7	0,3758	0,4873	0,4625	0,3035	0,4130	0,2981	0,5170	0,4483	0,4299
pos7	0,4271	0,2429	0,4861	0,5837	0,2681	0,2377	0,6284	0,6381	0,4723
neg8	0,3909	0,4427	0,5099	0,4090	0,4061	0,2956	0,4952	0,4367	0,4174
pos8	0,4607	0,2082	0,4435	0,1439	0,3630	0,2350	0,6059	0,6218	0,4705
neg9	0,8558	0,6695	0,9271	0,9487	0,3603	0,6950	0,7530	0,6942	0,7623
pos9	0,6525	0,3871	0,9910	0,6383	0,0778	0,7157	0,8583	0,8961	0,7337
neg10	0,5850	0,5186	0,6032	0,6515	0,1093	0,4722	0,5355	0,4962	0,5386
pos10	0,4850	0,2915	0,6604	0,4563	0,1441	0,4829	0,6231	0,6051	0,4892
neg11	0,5435	0,4831	0,5427	0,5895	0,1052	0,4169	0,4905	0,4519	0,4924
pos11	0,4440	0,2573	0,5454	0,3404	0,1075	0,4810	0,5851	0,5673	0,4510
neg12	0,8862	0,8004	1,1245	1,3514	0,1101	1,0200	1,0485	0,9949	1,1223
pos12	0,3961	0,6440	1,6459	1,6634	0,0726	0,9740	1,0407	0,9967	1,1262
neg13	0,4386	0,4939	0,3854	1,4276	0,0865	1,1816	1,2138	0,7892	1,3277
pos13	0,4370	0,1571	1,5803	1,4849	0,0800	0,9012	0,9520	0,7502	0,8904
neg14	0,4049	0,4504	0,3840	1,4418	0,0601	1,1289	1,1774	0,7745	1,2950
pos14	0,4551	0,1449	1,5771	1,4378	0,0589	0,8798	0,9263	0,7309	0,8273