

## Capítulo 6

# Proposta de modelação numérica de paredes de tabique

### 6.1 Objetivos

Os objetivos deste capítulo são:

- Efetuar uma revisão bibliográfica sobre a instabilidade de peças de madeira tendo como base a norma EN 1995-1-1 [2004] e a utilização de um programa de cálculo automático estrutural;
- Desenvolver e propor um modelo numérico capaz de simular o comportamento estrutural de paredes de tabique;
- Avaliar a influência das ripas de madeira e aferir o contributo do material de enchimento na capacidade resistente destes elementos construtivos;
- Avaliar, de acordo com a norma EN 1995-1-1 [2004], a rigidez do sistema de distribuição de cargas definido pelas ripas e tábuas de madeira neste tipo de parede;
- Realizar um estudo paramétrico acerca da influência da espécie de madeira, da largura das tábuas verticais e da dimensão das ripas na capacidade resistente de paredes de tabique.

## 6.2 Introdução

A revisão bibliográfica desenvolvida neste capítulo incidiu essencialmente sobre fenómenos de instabilidade, destacando-se a teoria de Euler. Relativamente ao programa de cálculo estrutural indica-se a matriz de rigidez utilizada na resolução de problemas de encurvadura. Definem-se os conceitos da norma EN 1995-1-1 [2004] relativos à verificação de estados limites últimos de elementos de madeira sujeitas a estados de tensão de compressão.

Com base no exposto no Capítulo 4 optou-se por se estudar o tipo de solução estrutural de madeira de paredes de tabique designada de subtipologia B1. Como foi referido na Secção 4.5.1.1, este tipo de solução é a mais corrente no concelho de Lamego e, por isso, se justifica a opção tomada.

Para o seu estudo foram definidos três modelos numéricos de complexidade crescente, com o objetivo de simular numericamente o comportamento estrutural de paredes de tabique constituídas por uma estrutura de madeira da subtipologia B1. Simultaneamente, será aferida a importância das ripas de madeira na capacidade resistente das paredes de tabique.

Foram considerados três casos de carga diferenciados: ações verticais, ações horizontais atuantes no plano da estrutura e ações transversais ao plano da estrutura, respetivamente. Deste modo, pretende-se prever, a atuação da combinação de ações gravíticas em que a ação de base é uma sobrecarga, a atuação de um sismo ou a atuação da ação do vento.

Numa primeira fase, avaliou-se numericamente a capacidade resistente de uma tábua vertical de madeira isolada considerando como referência uma tábua existente numa parede de tabique que suporta parte do pavimento do sótão e da cobertura de um edifício. Por opção, foi utilizado neste contexto o programa de cálculo automático SAP2000 [SAP 2000, 2009]. Os resultados numéricos foram comparados com os respetivos resultados obtidos analiticamente através da aplicação da teoria de Euler.

Para se avaliar a capacidade resistente de paredes de tabique a ações verticais determinaram-se as cargas críticas dos três modelos numéricos. Analisou-se, ainda, a influência das ripas de madeira na capacidade resistente das paredes de tabique.

No sentido de avaliar a capacidade resistente das paredes de tabique da subtipologia B1 às ações horizontais, atuantes no plano da parede, também foi considerada nos modelos numéricos a existência do material de enchimento

Avaliou-se ainda numericamente a capacidade resistente de paredes de tabique sujeitas a ações horizontais atuantes transversalmente ao plano da parede. Neste caso, deu-se uma especial ênfase ao contributo estrutural das ripas na capacidade resistente da parede.

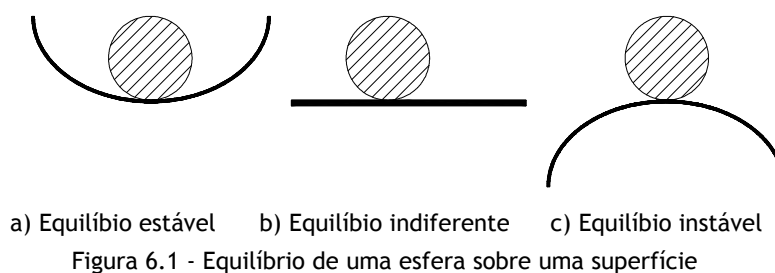
De forma a complementar este estudo e a tirar proveito dos modelos numéricos desenvolvidos, também foi desenvolvido um estudo paramétrico do impacto da espécie de madeira, da dimensão das tábuas verticais e da dimensão das ripas de madeira na capacidade resistente de paredes de tabique da subtipologia B1.

### 6.3 Generalidades

Nesta secção pretende-se descrever de forma resumida o fenómeno de instabilidade de encurvadura e rever a teoria de Euler. Os pressupostos de cálculo adotados no programa de cálculo automático por elementos finitos também são referenciados. Finalmente, ainda é referida nesta secção a metodologia preconizada na norma EN 1995-1-1 [2004] (doravante designado por EC5) relativamente à determinação da tensão resistente de cálculo de elementos comprimidos e de elementos fletidos.

#### 6.3.1 Instabilidade e conceitos fundamentais

Na análise do comportamento de estruturas constituídas por elementos lineares, as condições de equilíbrio das forças e as equações de compatibilidade das deformações devem ser verificadas em todos os pontos. No entanto existe uma outra condição de equilíbrio que deve ser satisfeita, que é a condição de estabilidade [Silva, 2006 e Massonnet, 1985]. O conceito de estabilidade pode ser definido através do exemplo clássico da esfera em equilíbrio sobre uma superfície, como se ilustra na Figura 6.1.



Na Figura 6.1, a esfera representa a estrutura e a forma da superfície traduz o estado de equilíbrio. Se a concavidade da superfície em que a esfera apoia estiver virada para cima verifica-se que o equilíbrio será estável (Figura 6.1-a)). Se pelo contrário a concavidade estiver virada para baixo o equilíbrio será instável (Figura 6.1-c)). Por sua vez, a situação ilustrada na Figura 6.1-b) corresponde à situação de equilíbrio indiferente da esfera.

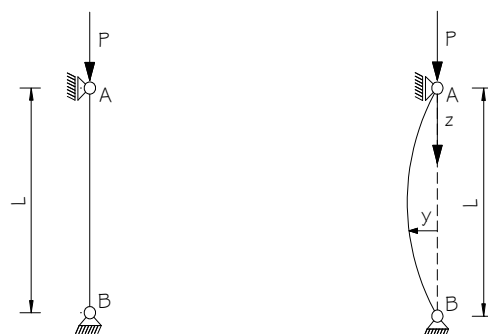
Numa estrutura formada por elementos lineares, o problema da instabilidade é altamente suscetível de ocorrer quando existem forças de compressão, uma vez que a possibilidade de ocorrer o fenómeno de encurvadura neste tipo elementos é altamente potenciado. Este fenómeno de instabilidade pode ser descrito simplifadamente como a ocorrência de um afastamento lateral do elemento relativamente ao eixo de atuação da força de compressão. Este afastamento lateral pode corresponder a uma situação de instabilidade, ou seja, a uma situação em que a estrutura não cessa de se deformar.

Um caminho possível para avaliar a possibilidade de uma peça se tornar instável consiste em aplicar uma perturbação a uma configuração de equilíbrio de uma estrutura comprimida. Se a perturbação for amplificada devido à existência de uma força de compressão então tem-se um equilíbrio instável. Se a perturbação for amortecida tem-se um equilíbrio estável. A análise do efeito da perturbação pressupõe a consideração da deformada da estrutura. A análise da interação entre as deformações e os esforços internos corresponde a teorias de segunda ordem. Uma vez que é imprescindível a análise da configuração da deformada, dado que a geometria de peça pela não se pode considerar invariável e depende do esforço axial aplicado, então o comportamento reológico da peça não pode ser considerado linear e consequentemente o princípio da sobreposição dos efeitos não é válido.

Leonhard Euler foi quem primeiro estudou a instabilidade de peças lineares de comportamento isotrópico linear, tendo determinado o valor máximo da força  $P$  de compressão axial, que pode atuar em segurança numa peça linear biarticulada (Figura 6.2). Esta força de compressão axial máxima é designada por carga crítica de Euler [Timoshenko & Gere, 1961 e Massonnet & Cescotto, 1980].

A carga crítica de Euler de uma peça linear comprimida é a carga para a qual uma alteração da deformada da estrutura não provoca uma alteração no equilíbrio de forças que atuam na peça linear (Figura 6.1-b)). De acordo com Silva [2006], para um valor de compressão superior à carga crítica de Euler a peça linear deixa de estar numa posição de equilíbrio e transita para uma posição instável.

Euler determinou a carga crítica fazendo diretamente a análise da forma crítica de uma peça linear biarticulada (Figura 6.2).



a) Configuração indeformada      b) Configuração deformada

Figura 6.2 - O problema de Euler

De facto, a configuração deformada do elemento da Figura 6.2, permite relacionar o valor do momento fletor numa qualquer secção com o valor da força P atuante, expressão (6.1),

$$M = P y . \quad (6.1)$$

Na expressão (6.1), y é a coordenada que define a deformação lateral da peça e M é o momento fletor, o qual depende da curvatura da peça linear, de acordo com a expressão (6.2),

$$\frac{M}{EI} = -\frac{d^2y}{dz^2} \quad (6.2)$$

em que, E é o módulo de elasticidade longitudinal, I é o momento de inércia da secção em relação ao eixo principal central de inércia perpendicular ao plano de encurvadura e z é a abcissa do eixo longitudinal da peça. A resolução simultânea das expressões (6.1) e (6.2) permite obter a expressão (6.3), que define o valor das cargas de encurvadura P,

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{l^2}, \quad (6.3)$$

onde n é um número inteiro e l é o comprimento de encurvadura da peça linear biarticulada.

Por sua vez, a variação de n permite definir uma infinidade de cargas de encurvadura que correspondem a configurações de deformadas de equilíbrio distintas, também designadas por modos de encurvadura. Na Figura 6.3 apresentam-se os três primeiros modos de encurvadura.

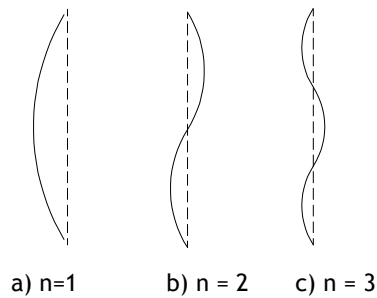


Figura 6.3 - Modos de encurvadura

Em geral, designa-se por carga crítica  $P_{cr}$  aquela que corresponde ao primeiro modo de encurvadura. A carga crítica correspondente à deformada da Figura 6.3-a) é dada pela expressão (6.4),

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}. \quad (6.4)$$

Por sua vez, a tensão crítica  $\sigma_{crit}$  é dada pela expressão (6.5),

$$\sigma_{crit} = \frac{P_{cr}}{\Omega} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (6.5)$$

onde  $\lambda$  é o coeficiente de esbelteza que pode ser determinado pela expressão (6.6),

$$\lambda = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{\Omega}}} = \frac{l}{i}, \quad (6.6)$$

onde  $\Omega$  é a área da secção transversal do elemento e  $i$  é o raio de giração relativo a plano com maior esbelteza.

### 6.3.2 O programa de cálculo automático adotado

De forma a estudar e a propor modelos numéricos de simulação estrutural de paredes de tabique recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP 2000 [2009]. Esta opção é justificada pelo facto de ser um programa de aplicação corrente no estudo e no desenvolvimento de elementos estruturais tendo por base o método dos elementos finitos.

#### 6.3.2.1 O método dos elementos finitos

O princípio básico do método dos elementos finitos consiste na subdivisão do domínio contínuo em estudo num número finito de subdomínios (designados por elementos finitos).

Estes elementos finitos estão ligados entre si nos pontos nodais. Para cada elemento, o campo de deslocamentos é determinado (aproximadamente) através de funções de interpolação (funções de forma) e dos valores dos deslocamentos nodais. A compatibilização de deslocamentos é efetuada nos pontos nodais da malha de elementos finitos e a determinação dos deslocamentos nodais resulta da resolução da expressão (6.7) [Varum & Cardoso, 2005],

$$[K]\{d\} = \{f\}. \quad (6.7)$$

Onde,  $[K]$  é a matriz de rigidez da estrutura,  $\{d\}$  é o vetor dos deslocamentos nodais e  $\{f\}$  é o vetor das forças nodais equivalentes às forças aplicadas.

Deste modo, o deslocamento de um qualquer ponto no interior de um elemento finito é definido em função dos deslocamentos de cada um dos pontos nodais, [Wilson, 2002, Zienkiewicz & Taylor, 1989, Cardoso *et al.*, 2006 e Gomes *et al.*, 2008-b].

### 6.3.2.2 A matriz de rigidez de uma barra comprimida

A matriz de rigidez de uma barra comprimida utilizada pelo SAP 2000 na análise de elementos comprimidos, quando se consideram dois graus de liberdade por nó (uma rotação e uma translação), toma a forma da expressão (6.8). A matriz de rigidez da expressão (6.8) corresponde à adição da rigidez material e da rigidez geométrica [Crisfield, 1991 e Silva, 2002],

$$[K] = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & -6l & 12 & -6l \\ -6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ 12 & -6l & 12 & -6l \\ -6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix} + \frac{P}{30l} \begin{bmatrix} 36 & -3l & 36 & -3l \\ -3l & 4l^2 & -3l & -l^2 \\ 36 & -3l & 36 & -3l \\ -3l & -l^2 & -3l & 4l^2 \end{bmatrix}. \quad (6.8)$$

Nesta matriz,  $l$  é o comprimento do elemento,  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal,  $I$  é o momento de inércia em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao plano de encurvadura e  $P$  é o esforço axial atuante.

A matriz de rigidez obtida através da expressão (6.8), de acordo com Silva [2006], é aquela que se obtém quando se linearizam os coeficientes de rigidez da matriz de rigidez exata de um elemento comprimido e que se apresenta na expressão (6.9), sendo também relativa a elementos com dois graus de liberdade por nó,

$$[K] = \frac{P}{2 - 2 \cos(kl) - kl \sin(kl)} \begin{bmatrix} k \sin(kl) & \frac{\cos(kl) - 1}{\sin(kl) - kl \cos(kl)} & k \sin(kl) & \frac{\cos(kl) - 1}{kl - \sin(kl)} \\ \cos(kl) - 1 & \frac{k}{kl - \sin(kl)} & \cos(kl) - 1 & \frac{k}{\sin(kl) - kl \cos(kl)} \\ k \sin(kl) & \frac{\cos(kl) - 1}{kl - \sin(kl)} & k \sin(kl) & \frac{\cos(kl) - 1}{k} \\ \cos(kl) - 1 & \frac{k}{k} & \cos(kl) - 1 & \frac{\sin(kl) - kl \cos(kl)}{k} \end{bmatrix} \quad (6.9)$$

com  $k^2 = \frac{P}{EI}$ , sendo P o esforço axial atuante, I o momento de inércia em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao plano de encurvadura e E o módulo de elasticidade longitudinal.

### 6.3.3 O Eurocódigo 5 (EC5)

O EC5 [EN 1995-1-1, 2004] regulamenta o dimensionamento e a verificação da estabilidade de estruturas de madeira. Nas Secções 6.3.3.1, 6.3.3.2 descreve-se resumidamente a metodologia preconizada no EC5 para avaliar as propriedades resistentes dos materiais o campo de tensões atuantes em elementos submetidos à compressão.

#### 6.3.3.1 Propriedades dos materiais

De acordo com o EC5, os valores de cálculo das propriedades resistentes de elementos estruturais de madeira podem ser obtidos através da aplicação da expressão (6.10),

$$X_d = k_{sys} k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (6.10)$$

onde,  $X_d$  e  $X_k$  representam o valor de cálculo e o valor característico da propriedade em análise,  $\gamma_M$  é o coeficiente parcial de segurança (que para a madeira maciça toma o valor 1,3 quando se consideram combinações de ações fundamentais).  $k_{sys}$  é um fator de carga partilhada e, finalmente,  $k_{mod}$  é o fator de modificação que tem em consideração as condições termo-higrométricas em que se encontram os materiais, bem como a duração da atuação das ações. Os valores deste fator para a madeira maciça são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Fator de modificação,  $k_{mod}$ , [EN 1995-1-1, 2004]

Material	Classe de serviço	Classe de duração das ações				
		Permanente	Longa duração	Média duração	Curta duração	Instantânea
Madeira maciça	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Por sua vez, através da Tabela 6.2 é possível perceber que para se determinar o fator de modificação é necessário definir a classe de serviço e a classe de duração das ações. Na Tabela 6.2 apresentam-se e definem-se cada uma das classes de duração das ações.

Tabela 6.2 - Classe de duração das ações, [EN 1995-1-1, 2004]

Classe de duração das ações	Duração acumulada da ação característica
Permante	Mais de 10 anos
Longa duração	6 meses a 10 anos
Média duração	1 semana a 6 meses
Curta duração	Menos de uma semana
Instantâneas	Instantâneo

Na Tabela 6.3 apresentam-se e definem-se as três classes de serviço preconizadas no EC5.

Tabela 6.3 - Classes de serviço, [EN 1995-1-1, 2004]

Humidade do ar	Classe de serviço
Temperatura de 20 °C e humidade relativa circundante > 65 %, apenas durante algumas semanas do ano. Corresponde a um teor de água médio em equilíbrio $\leq 12$ %	1
Temperatura de 20 °C e humidade relativa circundante > 85 %, apenas durante algumas semanas do ano. Corresponde a um teor de água médio em equilíbrio $\leq 20$ %	2
Condições termo-higrométricas que correspondem a um teor de água médio em equilíbrio > 20 %	3

A informação disponibilizada na Tabela 6.3 permite verificar que a classe de serviço a que está exposto um determinado elemento estrutural de madeira depende da temperatura e da humidade relativa ambiente.

Quando existem vários elementos estruturais de madeira similares, dispostos entre si paralelamente e igualmente afastados entre si, a resistir à mesma solicitação e, estando simultaneamente, ligados entre si através de elementos dispostos transversalmente que permitem uma redistribuição das cargas, o EC5 permite que os valores das propriedades resistentes sejam majorados através do fator de carga partilhada  $k_{sys}$ . Para efeito de verificação da resistência dos sistemas de redistribuição transversal, deve considerar-se que as ações são de curta duração. Em geral o valor de  $k_{sys}$  deve ter o valor de 1,1.

De acordo com o EC5, o módulo de elasticidade longitudinal de cálculo,  $E_d$ , e o módulo de distorção de cálculo,  $G_d$ , podem ser determinados de acordo as expressões (6.11) e (6.12), respetivamente,

$$E_d = \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M}, \quad (6.11)$$

$$G_d = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M}, \quad (6.12)$$

em que,  $E_{\text{mean}}$  é o módulo de elasticidade longitudinal médio e  $G_{\text{mean}}$  é o módulo de distorção médio.

### 6.3.3.2 Resistência à compressão

De acordo com o EC5, o dimensionamento de elementos estruturais de madeira maciça sujeitos à compressão pode ser efetuado tendo em consideração as curvas de encurvadura que relacionam a esbelteza com a tensão resistente à compressão de uma barra biarticulada. Estas curvas de encurvadura preveem uma redução da tensão resistente à compressão em virtude da barra não ser infinitamente rígida à flexão. À medida que a esbelteza da barra aumenta esta redução é traduzida pelos coeficientes  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , que são relativos à encurvadura em relação aos eixos y e z.

Deste modo, num elemento sujeito a uma carga axial de compressão e a uma carga transversal, a tensão normal de cálculo atuante à compressão paralela às fibras ( $\sigma_{c,0,d}$ ) e as tensões normais de cálculo atuantes à flexão em relação aos eixos y e z ( $\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$ ) necessitam de ser quantificadas. A verificação da segurança de um elemento sujeito a este tipo de estado de tensão de flexão desviada composta passa por cumprir as condições indicadas nas expressões (6.13) e (6.14). Estas expressões também definem o critério de cedência, [Cardoso, 2000 e Cardoso, 2002].

$$\begin{aligned} \left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \\ \left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \end{aligned} \quad \text{se } \lambda_{\text{rel},y} \leq 0,30 \text{ e } \lambda_{\text{rel},z} \leq 0,30 \quad (6.13)$$

$$\begin{aligned} \left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &\leq 1 \\ \left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &\leq 1 \end{aligned} \quad \text{se } \lambda_{\text{rel},y} > 0,30 \text{ ou } \lambda_{\text{rel},z} > 0,30 \quad (6.14)$$

Em que:  $f_{c,0,d}$ , é a tensão resistente de cálculo à compressão paralela às fibras;  $f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  são as tensões resistentes à flexão de cálculo em relação aos eixos principais de inércia y e z;  $\lambda_{\text{rel},y}$  é a esbelteza relativa em relação ao eixo dos y (expressão (6.15)) e  $\lambda_{\text{rel},z}$  é a esbelteza

relativa em relação ao eixo dos z (expressão (6.16));  $k_m$  é um coeficiente que vale 0,7 para a secção transversal retangular e 1,0 para outro tipo de secção transversal.

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \text{ com } \lambda_y = \frac{l}{i_y}. \quad (6.15)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \text{ com } \lambda_z = \frac{l}{i_z}. \quad (6.16)$$

Nas expressões (6.15) e (6.16),  $E_{0,05}$  é o percentil de 5 % do módulo de elasticidade paralelo às fibras,  $\lambda_y$  é a esbelteza devida à flexão em relação ao eixo y,  $\lambda_z$  é a esbelteza em relação ao eixo z,  $f_{c,0,k}$  é o valor característico da tensão resistente à compressão,  $l$  é o comprimento da peça e  $i_y$  e  $i_z$  são os raios de giração em relação aos eixos y e z. Por sua vez, os coeficientes de encurvadura em relação aos eixos y e z,  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ , são dados pelas expressões (6.17) e (6.18),

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (6.17)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}. \quad (6.18)$$

Nas expressões (6.17) e (6.18), os coeficientes  $k_y$  e  $k_z$  são dados pelas expressões (6.19) e (6.20),

$$k_y = 0.5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right), \quad (6.19)$$

$$k_z = 0.5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right), \quad (6.20)$$

em que  $\beta_c$  é igual a 0,20 para a madeira maciça.

#### 6.3.4 Correlação entre a curva de resistência do EC5 e a curva de resistência obtida através do SAP 2000

A matriz de rigidez utilizada pelo SAP 2000 na análise numérica de encurvadura baseia-se na aplicação da teoria de Euler, que foi descrita na Secção 6.3.1. A teoria de Euler é aplicável, em princípio, a qualquer material, desde que este tenha comportamento elástico linear. No entanto, as regras enunciadas no EC5 e descritas na Secção 6.3.3 para o cálculo da tensão resistente de peças comprimidas resultam de uma adaptação prática da teoria de Euler ao

material madeira e que são também fruto de uma vasta campanha de ensaios experimentais. Torna-se, deste modo, importante correlacionar os valores resistentes de cálculo fornecidos pela teoria de Euler e portanto, também fornecidos pelo programa, com os resultados obtidos pela aplicação das regras definidas no EC5. Deste modo, em seguida, determinam-se e comparam-se esses valores, relativos a uma peça constituída em madeira de pinho bravo axialmente comprimida. As propriedades materiais adotadas para a madeira de pinho nacional da classe de qualidade 'E' estão de acordo com a norma NP 4305 [1995] e correspondem à classe de resistência das madeiras resinosas C18, definidas na norma EN338 [2003]. Na Tabela 6.4 indicam-se as propriedades da madeira da classe de resistência C18.

Tabela 6.4 - Propriedades mecânicas e físicas da classe de resistência C18 da madeira de pinho nacional [EN338, 2003]

$E_{\text{mean}}$ (GPa)	$E_{0,05}$ (GPa)	$G_{\text{mean}}$ (GPa)	$\rho_{\text{mean}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{c,0,k}$ (MPa)	$f_{t,0,k}$ (MPa)	$f_{v,k}$ (MPa)	$f_{m,k}$ (MPa)
9	6	0,56	380	18	11	2	18

Na Tabela 6.4,  $E_{\text{mean}}$  é o módulo de elasticidade longitudinal médio paralelo às fibras,  $E_{0,05}$  é o percentil de 5 % do módulo de elasticidade longitudinal característico paralelo às fibras,  $G_{\text{mean}}$  é o módulo de distorção médio,  $\rho_{\text{mean}}$  é a densidade média da madeira,  $f_{c,0,k}$  é a tensão resistente característica à compressão na direção paralela às fibras,  $f_{t,0,k}$  é a tensão resistente característica à tração na direção paralela às fibras,  $f_{v,k}$  é a tensão resistente característica ao corte e  $f_{m,k}$  é a tensão resistente característica à flexão.

No diagrama da Figura 6.4 apresenta-se a curva de resistência de uma peça axialmente comprimida constituída por madeira de pinho bravo. Esta curva relaciona a tensão resistente característica e a esbelteza da peça. Nas ordenadas do diagrama reportam-se os valores da tensão resistente característica à compressão e no eixo das abcissas os valores da esbelteza. Por sua vez, a curva representativa da teoria de Euler (Figura 6.4) é obtida utilizando a expressão (6.5), fazendo  $E=E_{0,05}$  e obtendo-se deste modo a tensão resistente característica. A curva de resistência representativa das regras preconizadas no EC5 (Figura 6.4) é determinada recorrendo às expressões de (6.14) a (6.20). A tensão resistente característica é dada por  $k_c f_{c,0,k}$  e por analogia à expressão (6.17). Para ambas as situações, o valor da tensão resistente de cálculo pode ser obtido através da aplicação da expressão (6.10).

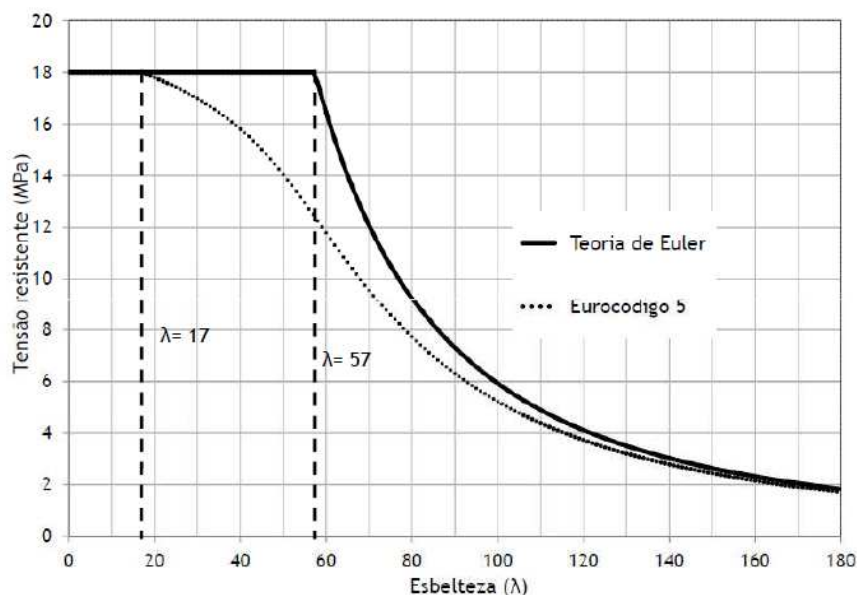


Figura 6.4 - Teoria de Euler e curva de instabilidade do EC5

O diagrama da Figura 6.4 mostra que os resultados obtidos para a tensão resistente característica utilizando as regras do EC5 e os obtidos pela teoria de Euler, apresentam uma variação compreendida entre 43,6 % e 6,4 % quando a esbelteza varia entre 57 e 180, respetivamente. Também se verifica que os valores dessa tensão prescrita pelo EC5 são mais conservadores. Nesta figura, as abcissas  $\lambda = 17$  e  $\lambda = 57$  indicam o valor da esbelteza do elemento comprimido a partir do qual a sua secção deixa de estar totalmente plastificada.

Dado que para uma dada esbelteza, os valores da tensão resistente fornecidos pela teoria de Euler, e portanto, pelo programa de cálculo automático utilizado nas simulações numéricas processadas neste capítulo, e aqueles que são fornecidos pelas regras preconizadas pelo EC5, não são os mesmos, definiu-se para o efeito, um coeficiente de correlação,  $C_c$ , que permite correlacionar estas duas soluções da forma indicada na expressão (6.21),

$$\text{Solução EC5} = \text{Solução Euler} \times C_c \quad (6.21)$$

A expressão que permite quantificar o coeficiente de correlação depende do valor da esbelteza do elemento e corresponde à expressão (6.22),

$$C_c = k_c, \text{ se } 17 < \lambda \leq 57, \quad (6.22)$$

$$C_c = \frac{\lambda^2 k_c f_{c,0,k}}{\pi^2 E_{0,05}}, \text{ se } \lambda > 57.$$

Na expressão (6.22),  $k_c$  é o coeficiente definido nas expressões (6.17) e (6.18) consoante o plano de encurvadura seja yz ou xz e em que o eixo z coincide com o eixo longitudinal da

peça linear. A esbelteza  $\lambda = 17$  corresponde à esbelteza a partir da qual o fenómeno de instabilidade se inicia segundo as regras preconizadas no EC5. Em contrapartida, a esbelteza  $\lambda = 57$  corresponde à esbelteza a partir da qual o fenómeno de encurvadura se inicia de acordo com a teoria de Euler.

## 6.4 Modelação numérica de paredes de tabique

Pretende-se nesta secção investigar e definir um modelo numérico capaz de simular o comportamento estrutural de paredes de tabique e que permita também avaliar a carga crítica dessas paredes, assim como, avaliar as deformações e os esforços internos que ocorrem na parede quando submetida simultaneamente a ações verticais e horizontais. É importante lembrar que a estrutura de madeira maciça desempenha um papel central no comportamento estrutural das paredes de tabique. Estas questões são por isso muito pertinentes e porque durante a realização dos trabalhos de campo descritos nos Capítulos 3 e 4, se verificou que as paredes exteriores de tabique desempenhavam uma função resistente importante. Também se observou a ocorrência do fenómeno de encurvadura de tábuas de madeira em algumas paredes de tabique segundo um plano perpendicular ao plano da parede. Em particular, constatou-se que a encurvadura da parede de tabique do alçado principal do edifício de referência de tabique descrito no Capítulo 4 (Figura 4.26), ocorreu em virtude de uma das vigas do teto do andar ter sido sujeita a um acréscimo de carga motivado pelo colapso da cobertura. Este facto, associado ao facto desta viga estar apoiada diretamente numa tábua de madeira da parede exterior de tabique (Figura 4.29) provocaram a rotura por encurvadura dessa tábua e, conseqüentemente, também de grande parte da parede de tabique. Para além dos aspetos referidos julga-se que a existência do material de enchimento também possa desempenhar um papel importante no comportamento estrutural e na capacidade resistente das paredes sujeitas a ações horizontais. Paralelamente, também se pretende avaliar a relevância estrutural da existência do fasquio e avaliar a sua influência na capacidade resistente deste tipo de elemento construtivo.

Deste modo, desenvolveram-se modelos numéricos que simulassem a estrutura da parede através do programa SAP 2000, [Cardoso & Gomes, 2010 e Silva *et al.*, 2009]. Para o efeito, foi realizado um estudo preliminar com vista a avaliar a capacidade resistente de uma tábua de madeira comprimida isolada, de acordo com as regras estabelecidas no EC5. Os resultados obtidos permitiram validar o modelo numérico desenvolvido no SAP 2000. Este estudo preliminar é apresentado nas Secções 6.4.1.2 e 6.4.1.3. Em seguida, definiu-se a tipologia, as dimensões globais, as dimensões dos elementos da estrutura de madeira, as propriedades dos materiais e as condições de apoio de uma parede de tabique tipo. Depois desenvolveram-se três modelos numéricos de complexidade crescente designados de A, B e C capazes de simular essa parede de tabique tipo. Após a validação dos modelos numéricos, foi possível estimar a capacidade resistente dessa parede quando sujeita a ações verticais e também foi possível

avaliar a importância das ripas de madeira no comportamento estrutural global da parede. Avaliou-se ainda a capacidade resistente da parede resultante da aplicação dos modelos numéricos A e C, a ações com componente horizontal, e a importância das ripas de madeira e do material de enchimento. Finalmente, efetuou-se um estudo paramétrico relativo à capacidade resistente das paredes de tabique.

#### 6.4.1 Estudo de uma tábua de madeira isolada

##### 6.4.1.1 Descrição do modelo de cálculo

Na Figura 6.5 apresenta-se um esquema considerado adequado do modelo de cálculo estrutural de uma tábua vertical de madeira de uma parede exterior de tabique.

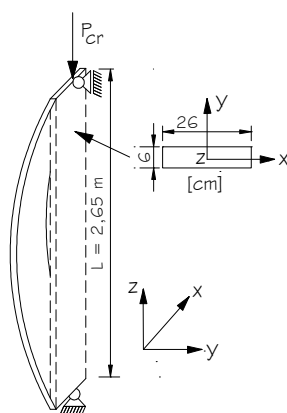


Figura 6.5 - Modelo de cálculo estrutural de uma tábua vertical isolada

O modelo da Figura 6.5 é constituído por uma peça linear biarticulada cujas condições de apoio traduzem a ligação pregada da tábua aos frechais superior e inferior. A tábua tem um comprimento de 2,65 m, uma secção transversal retangular de 26 x 6 cm<sup>2</sup> e o fio da madeira tem a direção do eixo longitudinal da tábua. O material considerado no modelo é o correspondente à madeira de pinho bravo (*pinus pinaster*) da classe de resistência C18, que recorde-se, foi uma das espécies de madeira identificada experimentalmente no Capítulo 4. As suas propriedades mecânicas já foram indicadas na Tabela 6.4.

Para modelar numericamente a tábua vertical considerou-se o eixo da peça linear discretizado em elementos finitos do tipo *Frame*, da biblioteca do programa SAP 2000. Este é um elemento de viga que possui seis graus de liberdade por nó e cuja matriz de rigidez, quando se consideram dois graus de liberdade por nó, foi apresentada na Secção 6.3.2.2. Por sua vez, na extremidade superior da tábua restringiram-se os deslocamentos nas direções x e y e na extremidade inferior restringiram-se os deslocamentos nas direções x, y e z.

As propriedades geométricas e mecânicas da secção transversal da tábua estudada que foram introduzidas no programa de cálculo correspondem à área, ao momento de inércia e ao raio

de giração em torno de cada um dos eixos principais de inércia da secção transversal. Estas propriedades geométricas e mecânicas estão indicadas na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Propriedades geométricas e mecânicas da secção transversal da tábua

Propriedade	Valores
Área	0,0156 m <sup>2</sup>
Momento de inércia segundo xx	4,68x10 <sup>-6</sup> m <sup>4</sup>
Momento de inércia segundo yy	8,788x10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>
Raio de giração segundo xx	0,01732 m
Raio de giração segundo yy	0,0751 m

Nesta análise não foi tida em conta a redução de secção resultante da aplicação de pregos como conectores metálicos uma vez que o EC5 determina que tal redução de secção pode ser desprezada se resultar da aplicação de pregos de diâmetro inferior a 6 mm. Recorde-se que, de acordo com a Tabela 4.4 do Capítulo 4, o diâmetro máximo dos pregos estudados foi de 4 mm.

#### 6.4.1.2 Validação da aplicação SAP 2000

Com vista a analisar a adequabilidade da aplicação do programa SAP 2000 em problemas de encurvadura, comparam-se os resultados analíticos e numéricos do modelo estrutural definido na secção anterior e correspondentes aos valores das duas primeiras cargas de encurvadura.

Uma vez que os resultados da análise de elementos finitos dependem do número de elementos em que a peça linear é discretizada procedeu-se previamente a um refinamento da malha de elementos finitos com vista a determinar o número mínimo de elementos que devem de ser considerados na discretização da peça linear, de forma que os resultados numéricos se aproximassem o mais possível dos respetivos resultados analíticos (teoria de Euler, Expressão 6.5).

Assim, na Tabela 6.6 apresentam-se os resultados numéricos dos valores das duas primeiras cargas de encurvadura para malhas de elementos finitos formadas por 1, 3, 5, 10 e 20 elementos. Os valores exatos das duas primeiras cargas de encurvadura, obtidos pela teoria de Euler foram determinados analiticamente e também se apresentam na Tabela 6.6. Paralelamente, também foram estimados os erros numéricos.

Tabela 6.6 - Validação dos resultados numéricos

		Carga de encurvadura (kN)				
	Teoria de Euler	SAP 2000				
		Número de elementos				
		1	3	5	10	20
1 <sup>a</sup>	39,46	47,98 (21,59 %)	39,53 (0,18 %)	39,47 (0,03 %)	39,46 (0,00 %)	39,46 (0,00 %)
2 <sup>a</sup>	157,86	239,91 (51,98 %)	161,32 (2,19 %)	158,36 (0,32 %)	157,89 (0,02 %)	157,86 (0,00 %)

Os resultados obtidos e expostos na Tabela 6.6 mostram que os valores da 1<sup>a</sup> e da 2<sup>a</sup> carga de encurvadura quantificados numericamente, quando se considera o modelo estrutural constituído por 10 elementos, apresenta um erro igual ou inferior a 0,02 %, o que indicia que, na resolução numérica de problemas de encurvadura, os elementos do tipo tábua de madeira sujeitos a esforços de compressão devem de ser discretizados em pelo menos 10 elementos.

Complementarmente, apresenta-se a configuração indeformada do modelo estrutural (Figura 6.6-a)), a configuração deformada correspondente ao 1<sup>o</sup> modo de encurvadura (Figura 6.6-b)) e a configuração deformada relativa ao 2<sup>o</sup> modo de encurvadura (Figura 6.6-c)). Nesta figura o referencial xyz, é aquele que foi definido na Figura 6.5



a) Modelo indeformado      b) 1<sup>o</sup> modo de encurvadura      c) 2<sup>o</sup> modo de encurvadura

Figura 6.6 - Modos de encurvadura do modelo estrutural

#### 6.4.1.3 Verificação da capacidade resistente da tábua

Tal como foi referido anteriormente, a tábua de madeira analisada tem as características da tábua que suporta uma das vigas do teto do andar do edifício de referência estudado no Capítulo 4 (Figura 4.29). Com vista a verificar a segurança dessa tábua de madeira, determinou-se o esforço axial total de compressão atuante na tábua de madeira e comparou-se esse valor com o correspondente ao esforço axial resistente.

O valor do esforço axial resistente máximo de cálculo preconizado no EC5 é  $N_{EC5,d} = 19,8$  kN e foi obtido recorrendo ao valor da 1<sup>a</sup> carga de encurvadura, obtida através da teoria de Euler

(Tabela 6.6) aplicando as Expressões 6.5, 6.10, 6.21 e 6.22 e tomando  $\lambda_y = 153$ ,  $k_{mod} = 0,70$  (em virtude de se considerar a classe de serviço 2 e ações de longa duração (sobrecarga e ações permanentes)),  $k_{sys} = 1,0$  (justificado na Secção 6.4.2.3.2) e  $\gamma_M = 1,3$ . Este resultado sugere que o esforço axial resistente da tábua de madeira é de 19,8 kN. Por sua vez, a esforço axial atuante de cálculo na tábua de madeira é de 18,98 kN, sendo a sua determinação apresentada de forma detalhada no Anexo A6.1. A comparação destes resultados indicam que a tábua de madeira verifica a segurança em relação ao estado limite último de encurvadura lateral. Esta situação terá ocorrido até ao momento em que o edifício de tabique atingiu o colapso. É importante referir que este resultado é condicionado pelo valor da capacidade resistente à compressão da madeira de classe C18, que na prática pode ser outra, para além de que não foi tido em conta o eventual acréscimo de capacidade resistente resultante da existência das ripas de madeira (Secção 6.4.2.2).

#### 6.4.2 Parede de tabique estudada

De forma a idealizar um modelo numérico estrutural capaz de simular paredes de tabique e que permita avaliar a capacidade resistente e a configuração da deformada, foi necessário definir previamente a geometria, as dimensões, o material constituinte e as condições de apoio (condições de fronteira). Face ao exposto, a parede de tabique que se pretende modelar numericamente enquadra-se na subtipologia B1 das paredes exteriores de tabique (apresentada na Secção 4.5.1.1) e que corresponde à situação mais corrente. Estes valores estão dentro do intervalo de valores registados na Tabela 4.7, do Capítulo 4. Na Figura 6.7, apresenta-se o modelo de cálculo da parede de tabique a modelar numericamente.

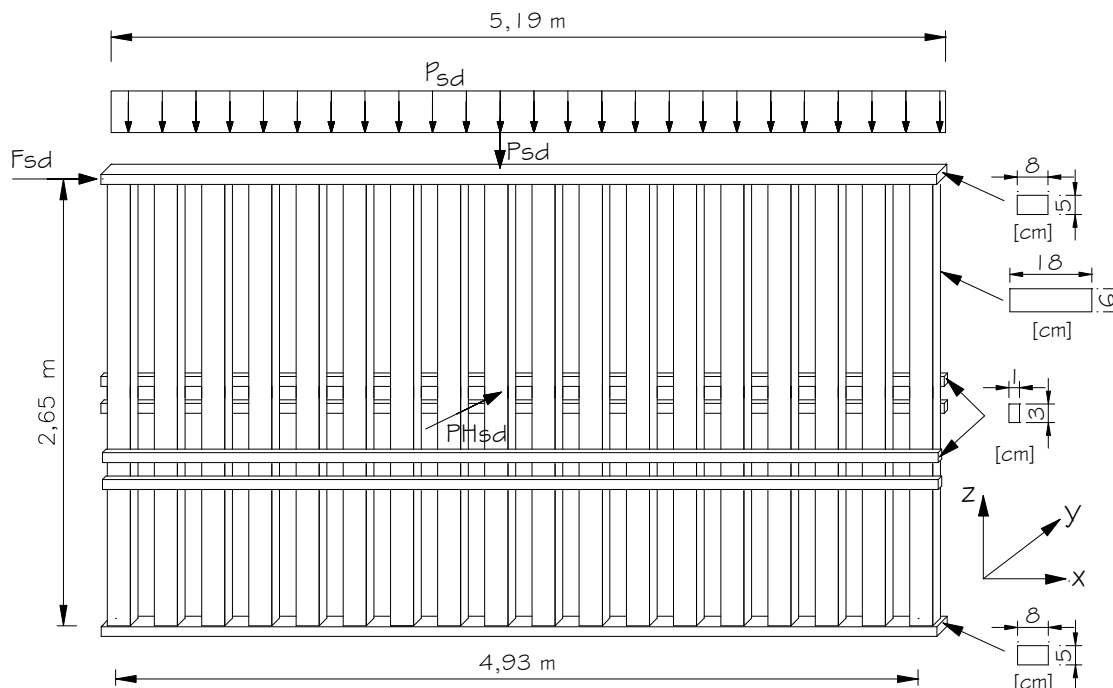


Figura 6.7 - Modelo de cálculo da parede de tabique a modelar numericamente

As dimensões da parede são 5,19 m de comprimento e 2,65 m de altura. Neste modelo de cálculo estão previstas 18 tábuas verticais de secção transversal  $18 \times 6 \text{ cm}^2$ , de 2,65 m de comprimento e afastadas horizontalmente entre si de 11 cm, dois elementos contínuos de madeira dispostos horizontalmente (o frechal superior e o frechal inferior) de secção transversal  $8 \times 5 \text{ cm}^2$  e de 5,19 m de comprimento. Por sua vez, também está prevista a existência de 36 ripas aplicadas em ambas as faces, de secção transversal de  $3 \times 1 \text{ cm}^2$ , e cujo afastamento vertical entre os eixos longitudinais das ripas é de 7 cm. O material adotado como constituinte de todos os elementos de madeira é a madeira de pinho de classe C18.

As ações atuantes consideradas são uma carga uniformemente distribuída vertical  $p_{sd}$  atuando no plano da parede de tabique, aplicada no topo do frechal superior, uma força horizontal aplicada no centro de gravidade da secção transversal da extremidade esquerda do frechal superior,  $F_{sd}$ , e uma carga de superfície uniformemente distribuída aplicada perpendicularmente à parede de tabique,  $ps_{sd}$ . A carga uniformemente distribuída vertical pretende simular o peso próprio sobrejacente à parede e que nela descarrega assim como parte da sobrecarga atuante nos pavimentos. A força horizontal  $F_{sd}$  está aplicada no plano da parede de tabique e pretende simular uma ação sísmica. Por sua vez, a carga de superfície uniformemente distribuída perpendicular ao plano da parede,  $ps_{sd}$ , pretende simular a ação do vento. Com vista a analisar, com mais pormenor, a influência das ripas de madeira também se considerou uma força pontual  $P_{sd}$  atuando na direção da gravidade e aplicada na extremidade superior da 9ª tábua vertical de madeira a contar a partir da extremidade esquerda da parede. Ainda se considerou uma força horizontal pontual perpendicular ao plano da parede de tabique,  $PH_{sd}$  aplicada no centro da 9ª tábua a contar a partir da esquerda da parede. A força  $P_{sd}$  pretende traduzir a ação localizada do apoio das vigas principais do pavimento existente ao nível do frechal superior. Por sua vez, a força  $PH_{sd}$  simula uma ação accidental que atua perpendicularmente ao plano da parede de tabique.

Relativamente às condições de apoio, considera-se que a parede se encontra apoiada inferiormente numa parede exterior de alvenaria de pedra infinitamente rígida e que está travada nas suas extremidades laterais por duas paredes de tabique dispostas perpendicularmente. Os pavimentos de madeira existentes e apoiados nos frechais superior e inferior conferem às duas vigas do frechal o necessário travamento transversal que as impedem de se deformarem por corte e por flexão. Estas condições de fronteira são semelhantes àquelas que foram reportadas para a parede exterior de tabique do alçado lateral direito do edifício de tabique analisado na Secção 4.6 do Capítulo 4.

#### **6.4.2.1 Modelos numéricos propostos**

São propostos neste trabalho de investigação três modelos numéricos de simulação estrutural de paredes de tabique designados de A, B e C. Estes apresentam uma complexidade crescente

porque, à medida que foram sendo desenvolvidos, foi sendo contemplada uma abordagem técnica mais refinada e realista da parede. A consideração de casos de carga vertical e horizontal atuantes na estrutura da parede também contribuíram para a necessidade de melhorar os modelos numéricos. A inclusão do fasquio no modelo numérico também foi uma tarefa que contribuiu significativamente na necessidade de melhoria. A consideração do material de enchimento das paredes como elemento estrutural do modelo numérico da parede de tabique foi outro aspecto técnico que certamente também contribuiu para a obtenção de uma solução numérica mais fiável e realista. Paralelamente, à medida que a complexidade do modelo numérico aumentava também aumentava implicitamente o número de elementos finitos e o número de nós.

Deste modo, no modelo numérico A, o mais simples, o fasquiado não foi contemplado como elemento estrutural. Este modelo apenas não é estável para o cenário de uma carga horizontal atuante no plano da parede. Por sua vez, o modelo numérico B, já prevê a existência do fasquiado. Neste caso, o cenário de carga horizontal atuante no plano da parede já é admissível. No caso do modelo numérico C, o fasquiado também está contemplado embora de forma distinta da prevista no modelo numérico B. Neste caso, o cenário de carga horizontal atuante no plano da parede corresponde a uma situação de instabilidade, tal como se poderá observar seguidamente.

Nos três modelos numéricos, as dezoito tábuas verticais de madeira e as vigas dos frechais são modeladas numericamente de forma similar e adotando elementos tipo *Frame* (biblioteca do SAP 2000). O elemento *Frame* é um elemento utilizado para modelar vigas e pilares e tem no caso tridimensional 6 graus de liberdade por nó (3 translações e 3 rotações). Cada uma das tábuas verticais de madeira está rotulada em ambas as extremidades (traduzindo a ligação pregada das tábuas de madeira aos frechais). Estas apresentam um afastamento entre eixos longitudinais de 29 cm, tendo sido considerados 37 elementos *Frame* por cada tábua vertical. As duas vigas dos frechais são constituídas por 19 elementos *Frame*, modeladas como sendo infinitamente rígidas a deformações de corte e de flexão, de forma a impedir a sua deformação por flexão no plano horizontal e traduzindo, desta forma, o contraventamento proporcionado pelos pavimentos de madeira.

Tal como já foi referido, as propriedades mecânicas e físicas consideradas nos elementos estruturais de madeira foram as correspondentes à madeira de pinho da classe C18, já apresentadas na Tabela 6.4.

Nas Tabelas A6.4 e A6.5, do Anexo A6.2, apresentam-se detalhadamente as propriedades geométricas e mecânicas relativas à secção transversal das tábuas de madeira e dos frechais superior e inferior considerados nos modelos numéricos A, B e C. Essas propriedades são a

área da secção transversal, os momentos de inércia e os raios de giração relativamente aos eixos principais de inércia.

Na Figura 6.8 apresenta-se o modelo numérico A proposto para simular as paredes de tabique. Tal como já foi referido, este modelo é caracterizado por não contemplar a existência do fasquiado. Deste modo, as tábuas verticais são apenas ligadas entre si nos extremos e através dos frechais. Este modelo numérico é constituído por 704 elementos *Frame* e 760 nós. Na Figura 6.8 os nós dos frechais superior e inferior encontram-se numerados.

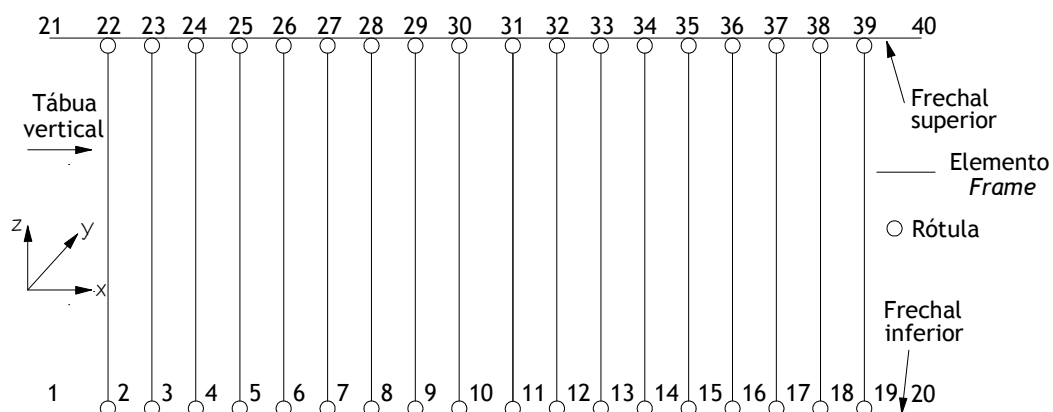


Figura 6.8 - Modelo numérico A

O modelo numérico B difere essencialmente do modelo numérico A por considerar a existência do fasquiado, que é constituído por 36 ripas de madeira contínuas que interseam as tábuas verticais, cada uma com um comprimento total igual ao comprimento dos fechais. Cada ripa de madeira foi simulada numericamente por 19 elementos *Frame*. O eixo longitudinal de cada ripa interseca o eixo longitudinal das tábuas verticais tendo sido admitida uma ligação rígida em cada ponto de interseção. O modelo numérico B é constituído por 1388 elementos *Frame* e 760 nós. Na Figura 6.9 apresenta-se um esquema ilustrativo do modelo numérico B.

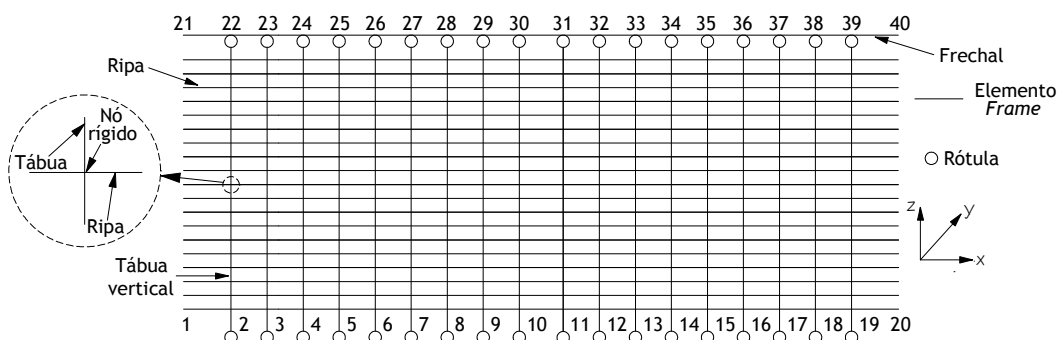


Figura 6.9 - Modelo numérico B

Neste modelo numérico, considerou-se também que a secção transversal das ripas tem uma largura constante de 3 cm e uma espessura fictícia de 2 cm que corresponde à soma das espessuras das duas ripas aplicadas nas duas faces da parede. As propriedades geométricas e mecânicas das ripas estão apresentadas na Tabela A6.6, do Anexo A6.2 e tal como anteriormente são respeitantes à área da secção transversal, aos momentos de inércia e aos raios de giração relativamente a cada um dos eixos principais de inércia.

Finalmente, o modelo numérico C, é de certa forma semelhante ao modelo numérico B, embora as ripas de madeira sejam definidas de uma forma que se pensa ser mais realista. Ao longo das tábuas verticais, em ambas as faces, são modelados pregos através de elementos *Frame* (cada prego é constituído por um elemento *Frame*) dispostos de forma perpendicular em relação ao eixo longitudinal das tábuas de madeira. Cada um dos pregos tem uma das extremidades encastrada na tábua e na outra extremidade, onde ligam as ripas, está prevista uma rótula. Deste modo, as ripas são livres de rodar em torno dos pregos. Este modelo numérico é constituído no total, por 3368 elementos *Frame* e 2128 nós. Existem 72 ripas e 1296 pregos. O modelo numérico C está ilustrado de forma esquemática na Figura 6.10.

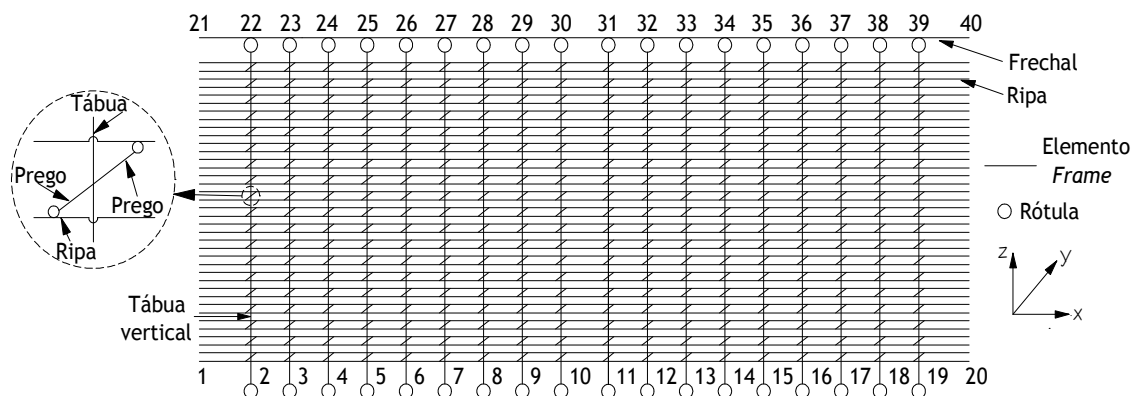


Figura 6.10 - Modelo numérico C

Neste modelo, as ripas têm uma largura constante de 3 cm, uma espessura de 1 cm e um afastamento entre ripas de 3 cm, ao qual corresponde um afastamento entre eixos longitudinais de 7 cm. Por sua vez, a secção transversal dos pregos foi considerada quadrada, de dimensões  $3 \times 3 \text{ mm}^2$ . À semelhança dos outros modelos numéricos, neste caso, as propriedades geométricas e mecânicas das ripas e dos pregos previstos no modelo numérico C são apresentadas nas Tabelas A6.7 e A6.8 do Anexo A6.2. Paralelamente, na Tabela A6.9 do Anexo A6.2 apresentam-se as propriedades materiais do aço dos pregos.

#### 6.4.2.2 Previsão da carga crítica de Euler e estudo do contributo estrutural das ripas do fasquio

O valor da carga crítica de uma parede de tabique permite avaliar a capacidade resistente dessa parede e, simultaneamente, comparar os resultados fornecidos por cada modelo numérico. Deste modo, para se determinar a carga crítica de Euler resultante da aplicação de cada um dos modelos numéricos efetuou-se uma análise do fenómeno de instabilidade de encurvadura lateral através do programa SAP 2000. Desta forma, aplicaram-se aos modelos numéricos A, B e C as condições de apoio de forma a simular as paredes laterais existentes, definidas na Secção 6.4.2. Nos três modelos, a extremidade esquerda da viga do frechal superior, nó 21, tem os três deslocamentos (x, y e z) e a rotação em torno do seu eixo longitudinal restringidos. A extremidade direita do frechal superior, nó 40, tem o deslocamento vertical e o deslocamento segundo a direção y impedidos. Por sua vez, as extremidades direita e esquerda do frechal inferior, nós 1 e 20, têm as mesmas condições de apoio que o frechal superior. A extremidade inferior de cada uma das tábuas verticais (nós de 2 a 19) têm os deslocamentos impedidos segundo as direções y e z, correspondendo à existência da parede de alvenaria de pedra localizada subjacente e ainda à impossibilidade de ocorrência de deslocamentos transversais à parede nessa zona devido à força de atrito que se gera na interface da viga com a parede de alvenaria de pedra e devido ao contraventamento transversal proporcionado pelo pavimento de madeira existente a esse nível.

Nesta análise numérica não se modelou o material de enchimento porque se julgou que este não seja mobilizado aquando da encurvadura lateral da estrutura da parede, por este material ter uma capacidade resistente residual em relação à tração e, também, devido ao fato de se considerar que o processo de enchimento da parede de tabique não permite mobilizar a necessária resistência às ações verticais.

A ação é correspondente, em cada um dos modelos numéricos, a uma carga uniformemente distribuída atuante no plano da parede, com a direção e o sentido da gravidade, aplicada na face superior do frechal superior e de valor unitário 1,0 kN/m. Dado que se pretende averiguar a influência das ripas na capacidade resistente de paredes de tabique também se considerou uma ação que é constituída por força vertical descendente unitária,  $P_{sd} = 1,0$  kN, aplicada na extremidade superior da tábua central (nó 30).

Na Figura 6.11, mostram-se as configurações das deformadas da estrutura da parede correspondentes ao 1º modo de encurvadura, obtidas através da aplicação do modelo numérico A e correspondentes aos cenários de carga referidos anteriormente. O referencial utilizado corresponde ao referencial da Figura 6.8.



Neste caso, verifica-se que o valor da carga crítica uniformemente distribuída atuante é sensivelmente igual à estimada aquando da aplicação do modelo numérico A,  $p_{cr}=99,57$  kN/m (Figura 6.12-a)). Este facto indica que a inclusão das ripas não parece ter beneficiado estruturalmente a parede de tabique. No entanto, a carga crítica toma o valor  $P_{cr} = 94,24$  kN (Figura 6.12-b)) no cenário de carga referente a uma força vertical unitária. Este último resultado é superior em relação àquele que foi obtido através da aplicação do modelo A ( $P_{cr} = 30,18$  kN). Estes resultados permitem concluir que as ripas podem influenciar de certa forma a capacidade resistente das paredes de tabique traduzindo-se num aumento da sua capacidade resistente para cenários de carga que contemplem a existência de forças verticais atuantes. Também se observa-se nesta figura que o fenómeno instabilidade de encurvadura lateral mobiliza a tábua onde esta aplicada a força atuante, assim como, as quatro tábuas adjacentes.

Relativamente ao modelo numérico C, as configurações da deformada correspondentes ao 1º modo de encurvadura, para as duas ações atuantes distintas, apresentam-se na Figura 6.13. O referencial xyz utilizado nesta figura corresponde ao da figura 6.10.

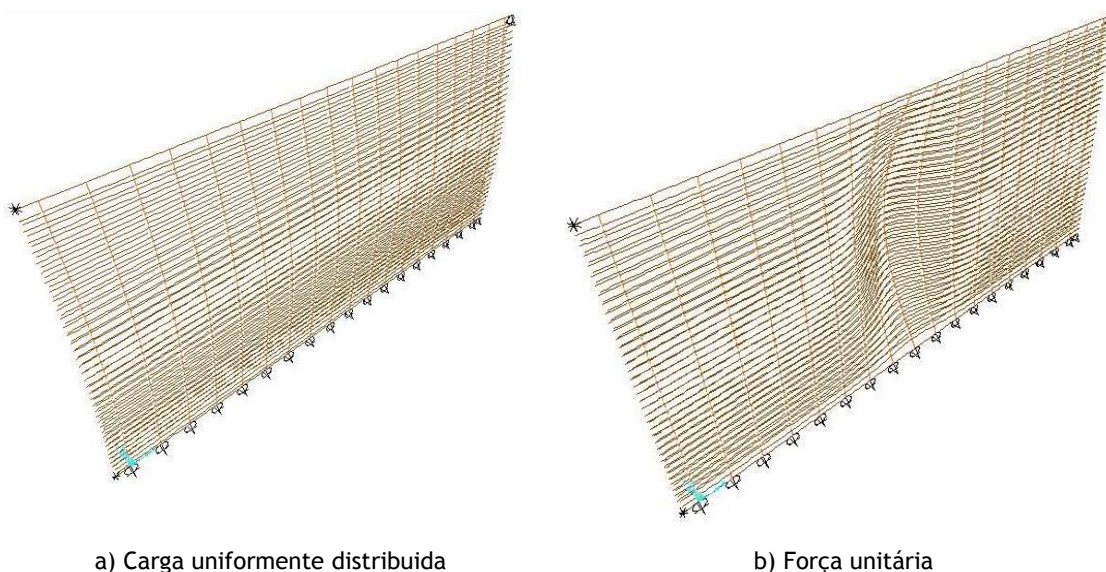


Figura 6.13 - Configuração das deformadas de encurvadura do modelo numérico C

Também neste caso se obteve um valor de carga crítica atuante,  $p_{cr} = 99,57$  kN/m, muito semelhante aos valores obtidos nos modelos numéricos A e B. Este resultado reforça a ideia de que as ripas poderão não ter uma influência preponderante na capacidade resistente da parede de tabique quando a ação é uma carga uniformemente distribuída atuante segundo a direção da gravidade e aplicada ao longo de toda a parede. No entanto, tanto o modelo numérico B (Figura 6.12-a)) como o modelo C (Figura 6.13-a)) apresentam configurações deformadas que mobilizam em conjunto todas as tábuas enquanto que no modelo numérico A (Figura 6.11-a)), as tábuas de madeira parecem deformar-se isoladamente. Este aspeto

poderá evidenciar que é importante a inclusão das ripas de madeira nos modelos numéricos com vista a obter-se uma configuração da deformada compatível para as tábuas de madeira.

Relativamente ao cenário de carga de força unitária (Figura 6.13-b)) o valor da carga crítica correspondente é  $P_{cr} = 67,58$  kN. O facto deste valor ser superior em relação ao respetivo valor obtido através da aplicação do modelo numérico A reforça a ideia de que as ripas poderão ter um papel que não deve de ser menosprezado na capacidade resistente de paredes de tabique sujeitas a forças verticais descendentes. Verifica-se também nesta figura que o fenómeno de encurvadura mobiliza a tábua onde está aplicada a força e também as quatro tábuas adjacentes.

Constatou-se que tanto no modelo numérico B como no modelo numérico C a consideração de uma força vertical descendente acção atuante no plano da parede mobiliza a deformação de cinco tábuas de madeira, o que equivale a definir uma banda de 1,16 m de largura. Por outro, tendo em conta que a altura das tábuas de madeira é de 2,65 m, verificou-se que as ripas de madeira permitem que seja mobilizada uma banda com uma largura de aproximadamente 44 % da altura da parede de tabique.

Relativamente aos tempos de processamento de cálculo automático e considerando que foi utilizado um processador com uma velocidade de 1,66 GHz, o tempo de cálculo do modelo numérico A foi de 14 segundos para a resolução do problema em ambos os casos de carga. Para o modelo numérico B, o tempo de cálculo relativo a carga uniformemente distribuída foi de 7 minutos e de 47 segundos, e para a força vertical o tempo de cálculo foi de 6 minutos e de 9 segundos. Finalmente, para o modelo numérico C, o tempo de cálculo requerido para a análise numérica da parede sujeita a uma carga uniformemente distribuída foi de 10 minutos e de 50 segundos e foi de 6 minutos e de 35 segundos quando se considerou a força vertical atuante.

Para completar a informação relativa ao valor da carga de encurvadura uniformemente distribuída, apresenta-se no diagrama da Figura 6.14 o valor das cargas de encurvadura obtidas para cada um dos 37 modos de encurvadura e para cada um dos três modelos numéricos propostos nesta fase (A, B e C).

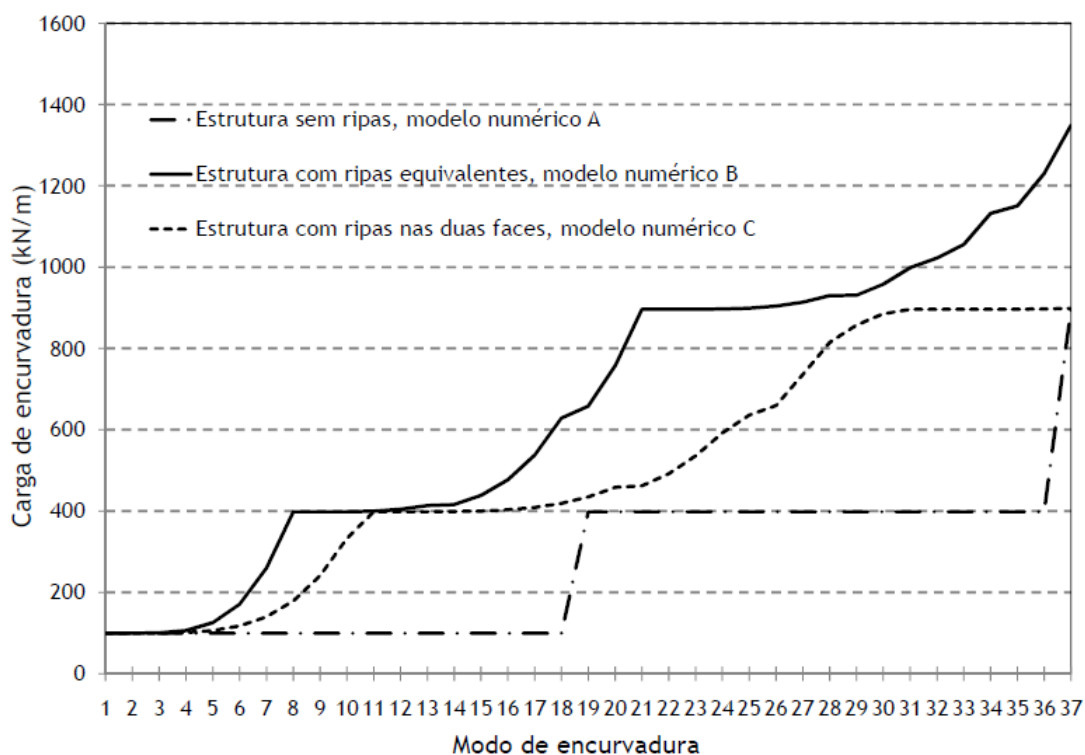


Figura 6.14 - Carga de encurvadura vs modo de encurvadura

A interpretação do diagrama da Figura 6.14 permite concluir que a carga crítica resultante para a parede de tabique em estudo através da aplicação dos três modelos numéricos estudados e propostos (A, B e C) é igual e de valor aproximado a 99,6 kN/m. Convém referir, que se trata de uma carga descendente, com a mesma direção da gravidade e atuante no plano da estrutura. Considerando que estes resultados numéricos são realistas, depreende-se então que a inclusão do fasquio em termos numéricos e nestas condições não parece resultar num benefício significativo da capacidade resistente da parede de tabique. A forma diferenciada de ligação da ripa à tábuas vertical prevista numericamente nos modelos B e C também não aparenta apresentar uma grande influência na simulação numérica da parede.

Contudo, estes aspetos técnicos tendem a mostrar-se mais relevantes para outros modelos de encurvadura passíveis de ocorrer na parede. De facto, a carga de encurvadura tende a aumentar, para as paredes com fasquio, a partir do 4º modo de encurvadura.

Por sua vez, a forma como a ligação entre as tábuas e as ripas, foi concebida numericamente (rígida no modelo B e rotulada no modelo C) também parece influenciar a capacidade resistente da parede de tabique para as condições indicadas anteriormente. A carga de encurvadura admissível no modelo numérico C tende a ser menor do que a do modelo numérico B, talvez devido à estrutura da parede ser mais rígida no modelo numérico B do que no C.

A análise numérica realizada nesta fase permite perceber que todos os modelos propostos (A, B e C) permitem estimar a carga crítica da estrutura da parede quando esta está sujeita a um cenário de carga do tipo carga vertical uniformemente distribuída aplicada ao longo da totalidade do frechal superior. Em contrapartida, para casos de carga vertical concentrada ou parcialmente uniformemente distribuída no frechal superior, os resultados numéricos obtidos indiciam que é importante incluir as ripas de madeira nos modelos numéricos.

Tal como já foi referido, a parede de tabique modelada numericamente apresenta como dimensões globais as relativas à parede de tabique existente no alçado lateral direito do edifício estudado no Capítulo 4 (Figura 4.29). Procedeu-se à quantificação da carga uniformemente distribuída de cálculo atuante no topo desta parede segundo as normas NP EN 1990, [2009] e NP EN 1991-1-1, [2009]. Estes cálculos são apresentados de forma detalhada no Anexo A6.3. O valor determinado desta carga uniformemente distribuída de cálculo foi de 4,14 kN/m. Por sua vez, o valor da carga crítica resistente de cálculo ( $N_{EC5,d}$ ) preconizada pelo EC5, obtido através da aplicação das Expressões 6.10, 6.21 e 6.22 e considerando  $\lambda = 153$ ,  $k_{sys} = 1,0$  (justificado na Secção 6.4.2.3.2),  $K_{mod} = 0,7$  (em virtude de se considerar a classe de serviço 2 e ações de longa duração (sobrecarga e ações permanentes)) e  $\gamma_M = 1,3$ , toma o valor  $N_{EC5,d} = 49,85$  kN/m. Este resultado sugere que a parede de tabique do edifício está em segurança, dado que são cumpridas as condições de segurança impostas no EC5.

É também importante frisar que o facto de ser ter considerado nos três modelos numéricos propostos que a viga do frechal superior era infinitamente rígida condicionou de certo modo os resultados obtidos. De forma a clarificar este aspeto, na Tabela 6.7 apresenta-se a carga de encurvadura relativa aos dois primeiros modos de encurvadura, para os três modelos, considerando a rigidez real à flexão e ao corte da viga do frechal superior.

Tabela 6.7 - Carga de encurvadura dos modelos para a rigidez real do frechal superior

Carga de encurvadura	Modelo A (kN/m)	Modelo B (kN/m)	Modelo C (kN/m)
1ª carga	4,55	5,14	4,68
2ª carga	72,79	80,26	74,73

Estes valores são francamente inferiores em relação aos obtidos modelando numericamente a viga do frechal superior como infinitamente rígida. Neste caso, a configuração da deformada dos dois primeiros modos de encurvadura são correspondentes à flexão da viga do frechal superior.

### 6.4.2.3 Comportamento a ações horizontais

#### 6.4.2.3.1 Ações horizontais atuantes no plano da parede

Quando todas as paredes exteriores de um edifício são de tabique, para além do risco de ocorrência do fenómeno de instabilidade de encurvadura lateral (Secção 6.4.2.2), também existe a possibilidade de ocorrência do fenómeno de instabilidade global lateral [Bal & Vatan, 2009], apesar dos pavimentos de madeira do edifício poderem ser considerados como um diafragma rígido (Figura 6.15).

Esta instabilidade global poderá ser provocada por cargas verticais ou por cargas horizontais e é suscetível de ocorrer porque a estrutura de madeira de cada uma das paredes de tabique, formada pela associação de tábuas verticais, com ou sem ripas horizontais, definidas nos modelos A e C (Secção 6.4.3.1), constitui um sistema estrutural hipostático para cargas horizontais e para as condições de apoio indentificadas anteriormente.

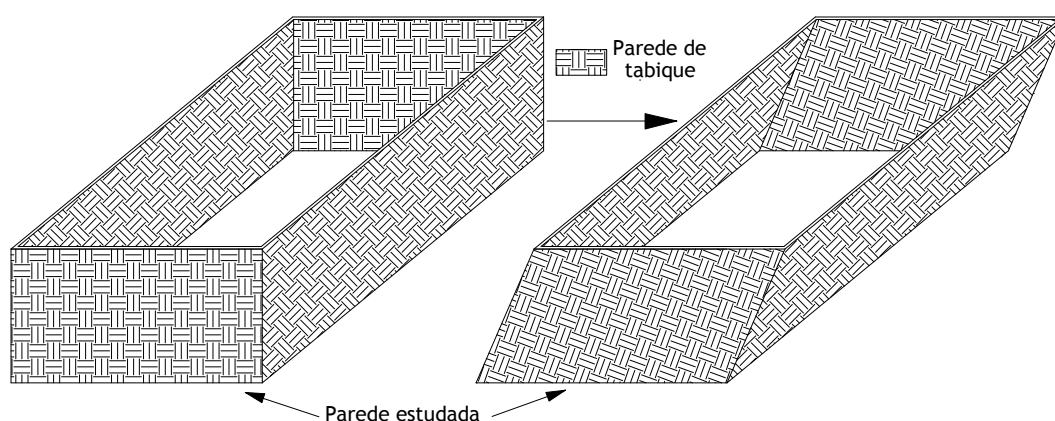


Figura 6.15 - Instabilidade global lateral

Em termos de utilização do programa SAP 2000 esta hipostaticidade é refletida nos modelos numéricos propostos anteriormente (A e C).

O modelo numérico B não foi utilizado neste estudo específico porque a estrutura de madeira da parede de tabique simulada numericamente não é hipostática, quando sujeita a ações horizontais, devido às ligações rígidas previstas entre as tábuas verticais e as ripas horizontais.

É um facto que a parede de tabique analisada neste contexto não dispõe de qualquer elemento de madeira disposto diagonalmente, à semelhança das paredes exteriores da Tipologia A definidas no Capítulo 4. Neste caso, supõe-se que o material de enchimento poderá ter algum contributo estrutural na verificação do estado limite último da instabilidade lateral da parede de tabique. O facto de se considerar o material de enchimento como

elemento resistente, permite subentender que este tenha capacidade resistente, em particular à compressão e à tração. Nesta fase do trabalho, esta informação surge omissa porque o estudo das propriedades mecânicas do material de enchimento de paredes de tabique não foi contemplado. Será muito útil realizar este estudo em trabalhos de investigação futuros centrados nesta temática e de forma a ser possível dispor de modelos numéricos de simulação estrutural de paredes de tabique mais fidedignos. Pensa-se que a resistência à tração do material de enchimento seja residual quando comparada com a sua capacidade resistente à compressão. Como tal, os elementos *Shell* sujeitos a esforços normais de tração deveriam ser identificados e omitidos, permanecendo apenas aqueles que estão sujeitos exclusivamente a tensões de compressão. A determinação da carga crítica da parede através deste modelo numérico poderá também prever esta situação.

Deste modo, idealizaram-se três submodelos numéricos baseados nos modelos A e C que são designados de A1, C1 e C2.

No submodelo numérico A1, intercalaram-se elementos *Shell* (da biblioteca de elementos finitos do SAP 2000) entre os elementos tipo *Frame* verticais. Neste submodelo numérico de simulação estrutural de uma parede de tabique, as tábuas verticais são simuladas por elementos *Frame*, o material de enchimento do tipo argamassa terrosa é simulado por elementos *Shell* e as ripas do fasquio são desprezadas Figura 6.16. É de salientar que os elementos *Shell* são elementos de membrana com 4 nós e dois graus de liberdade por nó. Realizou-se uma análise elástica linear. Este submodelo considera 704 elementos *Frame*, 629 elementos *Shell* e um total de 760 nós.

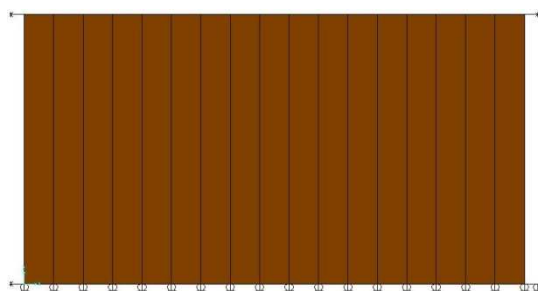


Figura 6.16 - Elementos *Shell* do submodelo A1

Por sua vez, de forma a dotar o modelo numérico C de capacidade resistente a ações horizontais atuantes no plano da parede idealizaram-se dois submodelos numéricos alternativos, designados por C1 e C2. No submodelo C1, à semelhança do que foi efetuado no submodelo A1, foram introduzidos elementos *Shell* entre as tábuas de madeira, como se mostra na Figura 6.17-a). Este submodelo tem 3368 elementos *Frame*, 629 elementos *Shell* e 2128 nós. No submodelo numérico C2 estão previstas bielas de material de enchimento de ligação entre as tábuas de madeira e ao nível das ripas horizontais (Figura 6.17-b)). Estas bielas de terra foram modeladas com elementos *Frame*. A secção transversal das bielas

adotadas foi de  $6 \times 6 \text{ cm}^2$ . Nas extremidades das bielas foram introduzidas rótulas que permitem a rotação em relação aos eixos principais de inércia da secção. As bielas foram todas dispostas segundo uma direcção inclinada de modo a mobilizar esforços de compressão. O submodelo C1 tem 3997 elementos *Frame* e 2128 nós.

Na Figura 6.17 ilustra-se de forma esquemática alguns pormenores da malha de elementos finitos adotadas nos submodelos numéricos C1 e C2. Por simplificação gráfica, apenas estão consideradas bielas inclinadas segundo uma direcção e relativamente à atuação de uma força horizontal da esquerda para a direita.

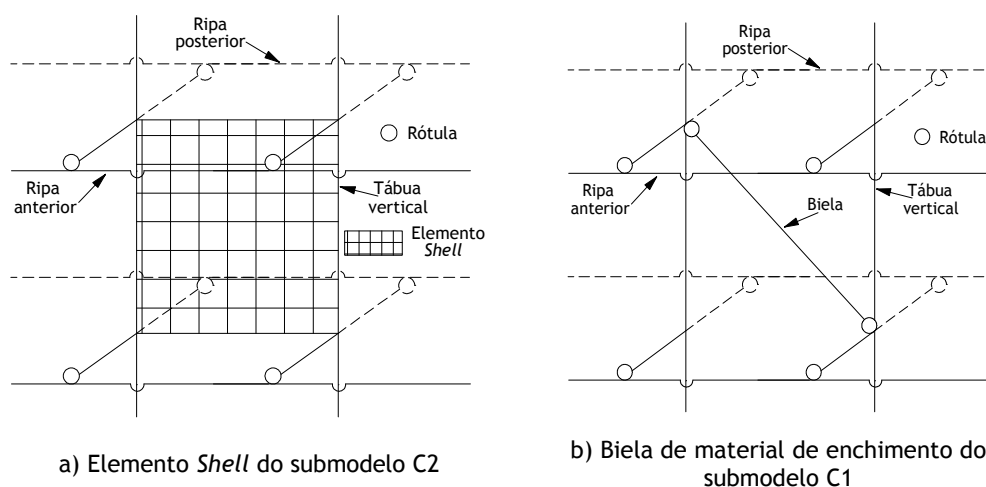


Figura 6.17 - Pormenores da malha de elementos finitos dos submodelos numéricos C1 e C2

Alternativamente, estas bielas poderão ser dispostas em cruz de forma a prever a possível alternância no sentido da atuação da ação horizontal na parede de tabique e de forma a haver elementos a trabalhar como biela e a desprezar aqueles que estão a trabalhar como tirantes.

Na Tabela A6.10, disponibilizada no Anexo A6.2 apresentam-se, de acordo com Gomes *et al.* [2008-b e 2008-c], as propriedades do material de enchimento adotadas para caracterizar os os elementos *Shell* e na Tabela A6.11 deste Anexo apresentam-se as propriedades geométricas atribuídas às bielas.

Nos três submodelos, as condições de fronteira adotadas para a da viga do frechal superior correspondem a restringir, em ambas as extremidades (nós 21 e 40) a translação na direcção  $y$  e a restringir a rotação em torno do eixo longitudinal na extremidade esquerda da viga (nó 21). Na viga do frechal inferior, as condições de fronteira são idênticas às consideradas na determinação da carga crítica, Secção 6.4.2.2.

A ação horizontal atuante na parede de tabique estudada como referência foi uma força de 10 kN, aplicada na extremidade esquerda do frechal superior (nó 21) e atuando da esquerda

para a direita. Esta ação pretende simular a força sísmica que poderá atuar numa das duas paredes laterais do edifício de tabique estudado no Capítulo 4. Por simplificação, não foi considerado nesta fase a atuação conjunta de ações horizontais e verticais na parede

Na Figura 6.18 mostra-se a configuração da deformada obtida para a parede de tabique quando simulada numericamente pelo submodelo numérico A1.

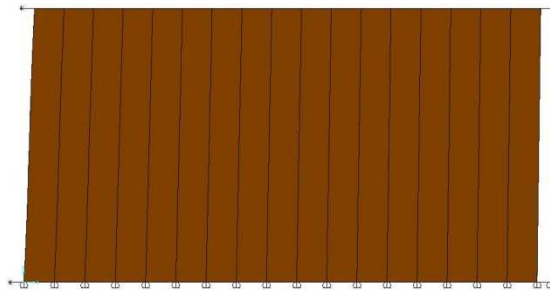
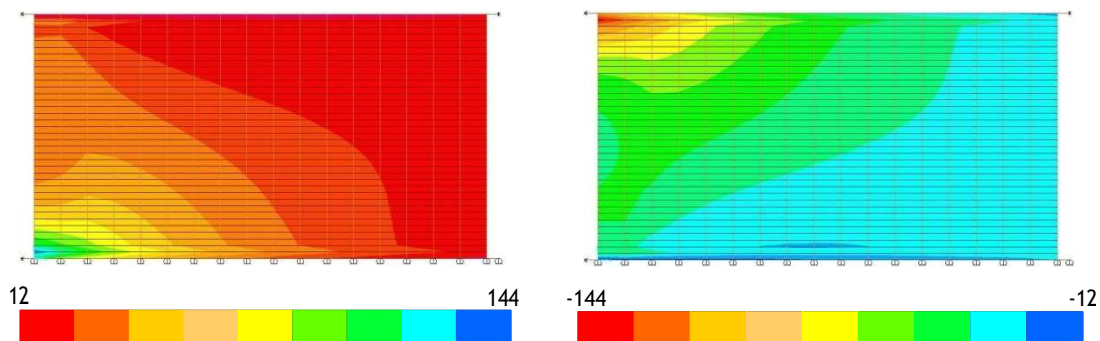


Figura 6.18 - Parede deformada do submodelo numérico A1

O deslocamento horizontal da extremidade direita do frechal superior (nó 40 da Figura 6.8) foi de 0,0014 m. Paralelamente, os campos de tensões normais mínimas e máximas, dos elementos *Shell*, quando a parede de tabique é simulada pelo submodelo numérico A1, estão apresentados na Figura 6.19.



a) Tensões normais máximas (kN/m<sup>2</sup>)

b) Tensões normais mínimas (kN/m<sup>2</sup>)

Figura 6.19 - Campo de tensões resultante da aplicação do submodelo numérico A1

Constata-se que o campo das tensões principais mínimas (compressão) está compreendido no intervalo de - 144 kN/m<sup>2</sup> a -12 kN/m<sup>2</sup>, e o campo de tensões principais máximas (tração) está compreendido no intervalo de 12 kN/m<sup>2</sup> a 144 kN/m<sup>2</sup>. Estes resultados indicam que, nestas condições, o material de enchimento deverá ter uma tensão resistente à compressão superior a 720 kN/m<sup>2</sup>, uma vez que de acordo com Varum *et al.* [2005], o valor da tensão de tração do material terra utilizado na construção é aproximadamente 20 % do valor da sua tensão de compressão. Estas tensões resistentes deverão ser comparadas com as tensões resistentes obtidas experimentalmente, em trabalhos futuros. As direções principais das tensões principais máximas, relativamente à direção horizontal, estão compreendidas no intervalo de

24° a 67°, pelo que as tensões de tração máxima têm uma inclinação média relativamente à horizontal de 46°. Estes resultados levam a crer que no submodelo numérico C2 as bielas de material de enchimento deverão de ter preferencialmente uma inclinação média de -45° relativamente à horizontal.

Por sua vez na Figura 6.20, apresentam-se as configurações das deformadas da estrutura de madeira resultantes da aplicação dos submodelos numéricos C1 e C2.

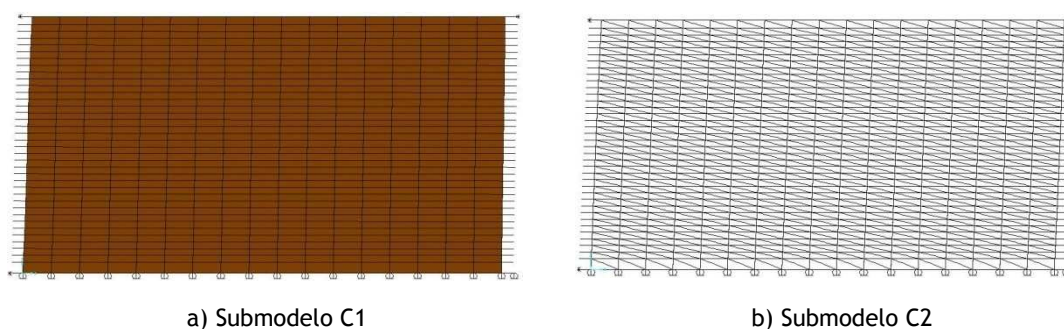


Figura 6.20 - Estrutura deformada obtida através da aplicação dos submodelos numéricos C1 e C2

O deslocamento horizontal da extremidade direita do frechal superior (nó 40 na Figura 6.10) foi de 0,0014 m para o submodelo C1. O facto, deste deslocamento ser análogo em ambos os submodelos A1 e C1 pode indiciar que as ripas de madeira não influenciam a capacidade resistente de paredes de tabique quando estas são sujeitas a uma força horizontal atuante no seu plano.

No submodelo C2, o deslocamento horizontal do nó 40 foi de 0,0307 m. Quando se compara este deslocamento com os deslocamentos obtidos através da aplicação dos submodelos numéricos A1 e C1 verifica-se que este submodelo é mais flexível do que os outros. As bielas de material de enchimento do modelo estão todas comprimidas e os esforços axiais estão compreendidos entre -2,94 kN e -0,30 kN. Dadas as dimensões das bielas, estes esforços equivalem a tensões normais de compressão de valor compreendido no intervalo de - 816,0 kN/m<sup>2</sup> a - 83,3 kN/m<sup>2</sup>. Este submodelo numérico também deverá ser calibrado com recurso a ensaios experimentais. Os deslocamentos da parede e o campo de tensões normais nas bielas poderão ser calibrados através do módulo de elasticidade e das dimensões das bielas.

Adicionalmente, na Figura 6.21 apresentam-se os campos de tensões principais mínimas e de tensões principais máximas atuantes nos elementos de membrana (*Shell*) do submodelo numérico C2.

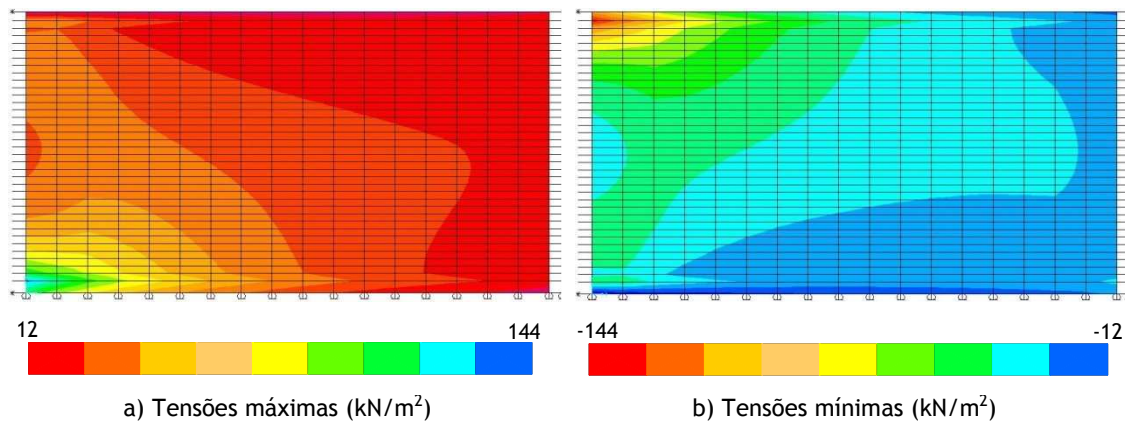


Figura 6.21 - Campo de tensões resultante da aplicação do submodelo numérico C2

Constata-se que o campo de tensões máximas toma valores compreendidos no intervalo de 12 kN/m<sup>2</sup> a 144 kN/m<sup>2</sup>, o campo de tensões mínimas valores compreendidos no intervalo de - 144 kN/m<sup>2</sup> a - 12,0 kN/m<sup>2</sup> e as direções principais das tensões principais máximas, relativamente à direção horizontal, estão compreendidas no intervalo de 25° a 66°, pelo que as tensões de tração máxima têm uma inclinação média relativamente à horizontal de 46°. Estes resultados são semelhantes aos obtidos através da aplicação do submodelo A1 e reforçam a ideia de que o contributo das ripas de madeira na capacidade resistente da parede não será significativo para casos de carga que contemplem a existência de forças horizontais atuantes no plano deste elemento construtivo.

Neste contexto e nestas condições, relativamente ao tempo de cálculo requerido pelos submodelos numérico A1, C1 e C2, estes foram de 16 segundos, 35 segundos e 34 segundos, respetivamente. Estes dados mostram que os submodelos numéricos não requerem muito tempo de análise.

Finalmente e face aos resultados obtidos nesta secção, também se conclui que ambos os modelos numéricos A e C parecem ser adequados para simularem numericamente o comportamento estrutural de paredes de tabique sujeitas a ações horizontais atuantes no plano da estrutura.

#### 6.4.2.3.2 Ações horizontais atuantes transversalmente à parede

As ações horizontais atuantes transversalmente às paredes de tabique também devem de ser consideradas neste estudo, de forma a perceber-se melhor o comportamento estrutural global deste tipo de elementos construtivos, assim como de se aferir o potencial e a adequabilidade dos modelos numéricos em estudo neste capítulo. Este tipo de cenário de carga é frequente, atendendo a que as paredes exteriores de tabique estão sujeitas ao vento. Neste contexto de carga e nesta fase, foram estudados os modelos numéricos A e C. Foi realizada uma análise elástica linear. Neste estudo, deu-se novamente uma especial atenção ao possível contributo

das ripas do fasquio na capacidade resistente da parede. O valor do fator de carga partilhada  $k_{sys}$  definido no EC5 foi estimado. Dado que é espectável a flexão da parede segundo planos transversais e atendendo a que o material de enchimento não tem resistência à tração, optou-se por não simular a existência do material de enchimento para este cenário de carga.

Na Figura 6.22 apresenta-se a malha de elementos finitos dos modelos numéricos A e C, que foram definidos na Secção 6.4.3.1. O modelo numérico A tem 704 elementos *Frame*, 595 elementos *Shell* e um total de 760 nós. Por sua vez, o modelo numérico C tem 3368 elementos *Frame*, 595 elementos *Shell* e 2128 nós.

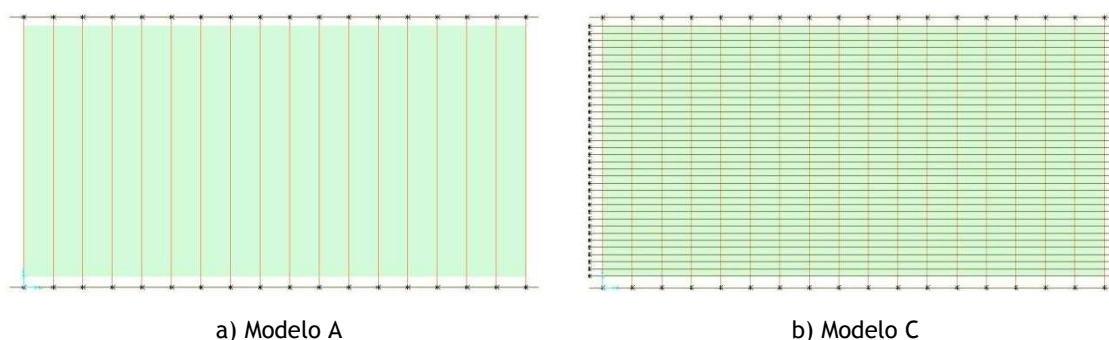


Figura 6.22 - Malha de elementos finitos dos modelos numéricos A e C

No modelo A (Figura 6.22-a)), a translação segundo a direção  $y$  das extremidades de cada uma das tábuas verticais foi restringido aos nós de 2 a 19 e aos nós de 22 a 39. No modelo C (Figura 6.22-b)), para além dos nós da extremidade de cada tábua vertical estarem restringidos em termos de translação segundo a direção  $y$ , também se restringiram os nós das extremidades de cada ripa, do mesmo modo, de forma a simular a existência dos pregos que fixam as suas extremidades. Nestes dois modelos as vigas dos frechais superiores e inferiores foram também consideradas rígidas.

As análises numéricas efetuadas através dos modelos A e C consideraram duas ações horizontais distintas atuantes transversalmente ao plano da parede. A primeira ação atuante é representativa da ação do vento e equivale a uma pressão uniformemente distribuída,  $p_{sd}$ , de valor igual a  $1,0 \text{ KN/m}^2$ . Por sua vez, a segunda ação considerada corresponde a uma força pontual de valor  $PH_{sd} = 1,0 \text{ kN}$ , atuante perpendicularmente à parede, estando aplicada no ponto de interseção do eixo longitudinal da 9ª tábua de madeira a contar da esquerda com o eixo longitudinal da 18ª ripa de madeira a contar de baixo. Em ambos os modelos numéricos e de forma a garantir que a pressão seja integralmente absorvida pelas tábuas e pelas ripas, intercalaram-se elementos *Shell* com elevada flexibilidade e com peso próprio nulo entre os eixos das tábuas de forma a simular o material de enchimento. As propriedades materiais destes elementos *Shell* estão indicadas na Tabela A6.12 do anexo A6.2.

Na Figura 6.23 apresenta-se a deformada da estrutura da parede quando sujeita à pressão atuante transversalmente e obtida através da aplicação dos modelos numéricos A e C.

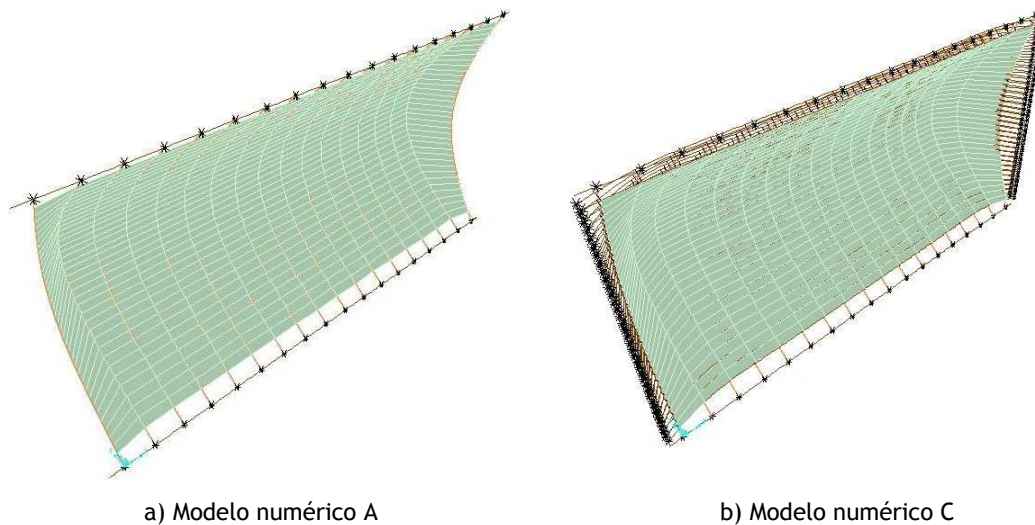


Figura 6.23 - Deformada da parede quando sujeita à pressão (ampliação de 100x)

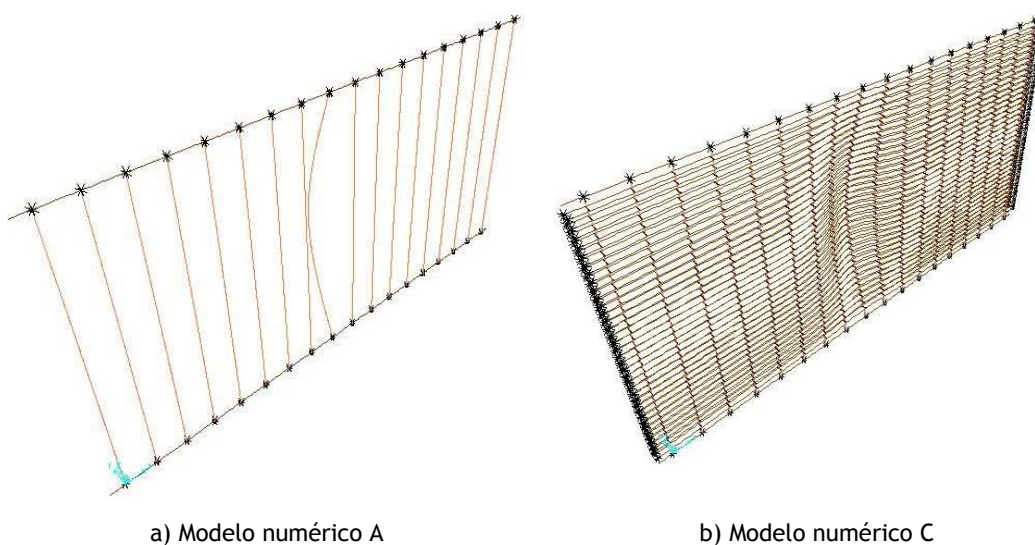
O deslocamento transversal máximo ocorrido na parede foi de 0,01 m (Figura 6.23) para este caso de carga, em ambos os modelos numéricos (A e C). O momento fletor máximo atuante nas tábuas obtido através da aplicação dos dois modelos numéricos em estudo (A e C) já foi diferenciado. Através da aplicação do modelo numérico A, o momento fletor máximo ocorrido nas tábuas foi de 0,25 kN.m. Enquanto que através da aplicação do modelo numérico C o respetivo momento fletor máximo atuante foi de 0,27 kN.m. Apesar desta ligeira diferença de valores de momento fletor máximo atuante, os resultados continuam a indicar que as ripas do fasquio não parecem influenciar de forma significativa o comportamento estrutural da parede de tabique, mesmo quando esta está sujeita a uma pressão. Contudo, ao analisar-se com mais detalhe a configuração da deformada da parede verifica-se que, no caso do modelo A (Figura 6.23-a)), todas tábuas se deformam aproximadamente da mesma forma e da extremidade da parede para o centro da parede, excetuando a tábua de cada uma das extremidades da parede. No caso do modelo numérico C (Figura 6.23-b)), as tábuas tendem a deformar-se progressivamente da extremidade da parede para o centro da parede. Neste caso, as ripas parecem ter um efeito de compatibilização de deslocamentos, suavizando deste modo a deformação global da parede de tabique, da extremidade para o centro da parede. À semelhança da conclusão reportada na Secção 6.4.2.2, as ripas do fasquio poderão ter um papel importante na determinação da configuração da deformada da parede.

Outro aspeto técnico evidenciado pelas soluções obtidas numericamente é relativo ao sistema de distribuição de cargas definido no EC5 e que foi referido na Secção 4.6.3.2 do Capítulo 4. Neste caso, a questão prende-se com o facto das ripas do fasquio e as tábuas poderem definir um sistema de distribuição de cargas conforme o definido no EC5. De facto, assumindo que o sistema estrutural resistente do modelo C, constituído por tábuas igualmente espaçadas e

lateralmente ligadas por um sistema contínuo de distribuição de cargas definidos pelas ripas de madeira, corresponde ao sistema resistente definido no EC5, verifica-se que nesta situação o fator de carga partilhada,  $k_{sys}$ , definido neste Eurocódigo, toma o valor de 1,0, em virtude da semelhança das deformações e dos esforços obtidos nos modelos numéricos A e C. Este valor do fator de carga partilhada indica que o sistema de distribuição de cargas, constituído pelas ripas de madeira não é suficientemente forte, porque o valor prescrito pelo EC5 toma o valor de 1,1.

Paralelamente também se constatou que o momento fletor máximo atuante nas ripas de madeira do modelo C é de 0,0006 kN.m. Este valor corresponde apenas a 0.22 % do momento fletor máxima atuante nas tábuas e poderá estar relacionada com a pequena rigidez do sistema de distribuição de cargas.

Por sua vez, na Figura 6.24 apresenta-se a deformada da parede quando esta está sujeita a atuação de uma força horizontal aplicada transversalmente à parede e obtida através da aplicação dos modelos numéricos A e C.



a) Modelo numérico A  
b) Modelo numérico C  
Figura 6.24 - Deformada da parede quando sujeito a uma força horizontal atuante transversalmente (ampliação 30x)

Neste caso de carga, o deslocamento transversal (direção y) máximo da parede ocorre no ponto de aplicação da força. Esse deslocamento foi de 0.01 m e de 0.009 m quando a parede foi simulada numericamente pelos modelos A (Figura 6.24-a)) e C (Figura 6.24-b)), respetivamente. Nesta situação, é facilmente perceptível que a existência das ripas do fasquio tem um contributo visível no comportamento estrutural da parede. A Figura 6.24-a) relativa ao modelo A mostra claramente que apenas a tábua vertical onde esta aplicada a força transversal está deformada. Por sua vez, neste caso de carga, a consideração da existência das ripas (modelo C, Figura 6.24-b)) tem um efeito de repartição de carga, porque as tábuas

adjacentes a que é solicitada também sofrem deformação. Em termos de esforços, esta leitura também é válida. Os momentos fletores máximos ocorridos nas tábuas através da aplicação dos modelos numéricos A e C foram 0.33 kN.m e 0.35 kN.m, respetivamente. Neste caso as ripas do fasquio parecem ter um contributo importante como sistema de repartição de cargas. O fator de carga partilhada,  $k_{sys}$ , definido no EC5 é igual a 1,06. Outro dado que poderá estar relacionado com a eficácia deste sistema de distribuição de cargas é relativo ao momento fletor máximo atuante nas ripas (0,0021 kN.m) que corresponde a 0,6 % do momento fletor máximo atuante nas tábuas, uma vez que esta percentagem é superior em relação à verificada no caso da carga anterior, relativo a uma pressão transversal.

O tempo do cálculo numérico requerido para as situações de pressão e de força atuante foram muito reduzidos para ambos os modelos numéricos, 27 segundos para o modelo A e 32 segundos para o modelo C.

No Anexo A.6.4 procede-se à verificação da estabilidade da parede de tabique para os casos de carga estudados.

Os resultados obtidos nesta secção mostram que o modelo numérico C proposto poderá ser o mais adequado para a simulação de paredes de tabique solicitadas por cargas transversais.

## 6.5 Estudo paramétrico

De forma a tirar partido do trabalho desenvolvido na proposta de um modelo numérico capaz de simular o comportamento estrutural de paredes de tabique, procedeu-se à realização de um estudo paramétrico deste tipo de elemento construtivo. Neste estudo, os aspetos técnicos da espécie de madeira da estrutura da parede, do afastamento entre tábuas verticais e da dimensão das ripas foram explorados, na perspetiva de aferir os seus impactos na capacidade resistente de paredes de tabique. Neste estudo, o modelo numérico C foi o adotado, devido às justificações apresentadas nas Secções 6.4.2.2, 6.4.2.3.1 e 6.4.2.3.2.

### 6.5.1 Espécie de madeira

De forma a avaliar a influência da espécie de madeira na capacidade resistente de paredes de tabique, as primeiras cargas críticas correspondentes a uma carga uniformemente distribuída com a direção da gravidade e aplicada no frechal superior foram quantificadas numericamente considerando diversas espécies de madeira para os elementos estruturais de madeira da parede. Neste estudo foram contempladas as espécies de madeira de pinho (*pinus pinaster*), de castanho (*castanea sativa Mill*) e de choupo (*populus sp*) por terem sido as espécies de madeira identificadas com mais frequência, aquando do trabalho experimental desenvolvido no Capítulo 4.

Uma vez que existe uma correlação entre as propriedades da madeira de pinho nacional da classe 'E' e as propriedades das madeiras resinosas da classe de resistência C18, as propriedades materiais da madeira de pinho utilizadas neste estudo são as indicadas na Tabela 6.4, da norma NP4305 [1995]. Dado que esta correlação não existe para a madeira de carvalho e para a madeira de choupo, as propriedades destes dois tipos de madeiras foram determinadas utilizando-se a metodologia prescrita na norma EN338 [2003], que consiste em registar os valores da densidade, do módulo de elasticidade e da resistência à flexão, e de indexar estes valores a uma determinada classe de resistência tal que aqueles valores sejam todos superiores aos indicados na respetiva classe de resistência.

Os valores da densidade característica ( $\rho_k$ ) e da tensão resistente à flexão ( $f_{m,k}$ ) na direção paralela às fibras da madeira de castanho e de choupo estão indicados na Tabela 6.8. O módulo de elasticidade médio ( $E_{mean}$ ) e a densidade característica foram retiradas da publicação de Carvalho [1996] e a tensão resistente à flexão foi retirado de Benoit [1997]. Nesta tabela também se indica a respetiva classe de resistência à luz da norma EN338 [2003].

Tabela 6.8 - Características mecânicas e físicas de madeiras nacionais usadas em estruturas, [Carvalho, 1996] e [Benoit, 1997]

Espécie de madeira	$\rho_k$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{m,k}$ (MPa)	$E_{mean}$ (GPa)	Classe [EN338, 2003]
Castanho	540	97	10	D30
Choupo	450	80	11	C24

Na Tabela 6.9 indicam-se as propriedades resistentes das madeiras resinosas da classe de resistência C24 e das madeiras da classe de resistência D30.

Tabela 6.9 - Propriedades mecânicas e físicas das classes de resistência C24 e D30 [EN338, 2003]

Classe de resistência	$E_{mean}$ (GPa)	$E_{0,05}$ (GPa)	$G_{mean}$ (GPa)	$\rho_{mean}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{c,0,k}$ (MPa)	$f_{t,0,k}$ (MPa)	$f_{v,k}$ (MPa)
C24	11	7,4	0,69	420	21	14	2,5
D30	10	8	0,60	640	23	18	3

Na tabela 6.9,  $E_{mean}$  é o módulo de elasticidade médio paralelo às fibras,  $E_{0,05}$  é o módulo de elasticidade característico paralelo às fibras,  $G_{mean}$  é o módulo de distorção médio,  $\rho_{mean}$  é a densidade média da madeira,  $f_{c,0,k}$  é a tensão resistente característica à compressão na direção paralela às fibras,  $f_{t,0,k}$  é a tensão resistente característica à tração na direção paralela às fibras e  $f_{v,k}$  é a tensão resistente característica ao corte.

Neste estudo as propriedades materiais consideradas foram as densidades médias e os módulos de elasticidade correspondentes ao percentil de 5 %.

Os resultados correspondentes às cargas críticas uniformemente distribuídas resultantes da aplicação do modelo numérico A são de 82,24 kN/m, de 97,86kN/m e de 99,39 kN/m para as espécies de madeira de pinho, de castanho e de choupo, respetivamente. Estes resultados também estão expressos graficamente na Figura 6.25.

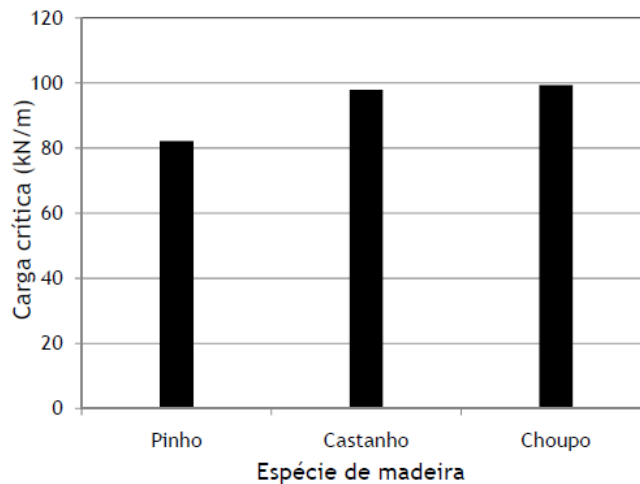


Figura 6.25 - Carga crítica vs Espécie de madeira, resultante da aplicação do modelo numérico A

Dentro das espécies de madeira consideradas, é claramente evidente que a capacidade de carga resistente da parede de tabique é superior quando esta é constituída por elementos de madeira de choupo. Verifica-se também que de acordo com este modelo numérico a capacidade resistente da parede é diretamente proporcional ao módulo de elasticidade e ao peso específico das espécies de madeira consideradas.

De igual modo, também se avaliou o impacto da espécie de madeira na deformada da estrutura da parede. Neste caso, a parede foi modelada numericamente através do submodelo C1 (Secção 6.4.2.3.1). Pretendeu-se determinar o deslocamento horizontal da extremidade direita do frechal superior para a situação de carga de uma força horizontal de 20 kN, atuando da esquerda para a direita e aplicada na extremidade esquerda do frechal superior. O resultado desse deslocamento, obtido numericamente, foi de 0,0029 m para a madeira de pinho, de 0,0027 m para a madeira de castanho e para a madeira de choupo, como se apresenta no gráfico de barras da Figura 6.26.

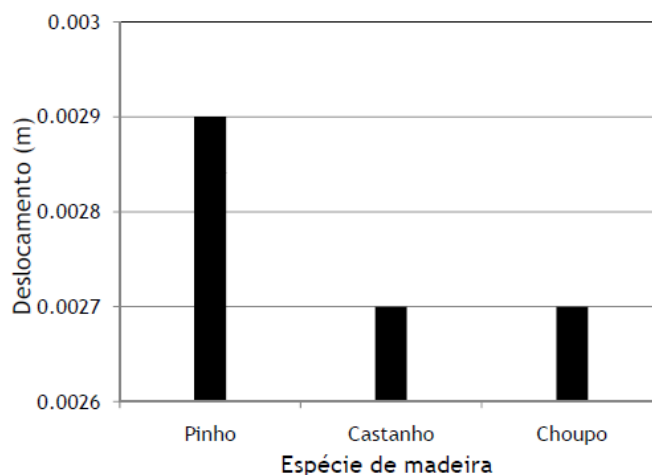


Figura 6.26 - Deslocamento horizontal vs Espécie de madeira

Os resultados numéricos obtidos anteriormente permitem concluir que a espécie de madeira também influencia a rigidez da parede. Neste caso, a madeira de pinho é, das espécies de madeira estudadas, aquela que conduz a uma parede de tabique mais flexível.

Finalmente, também se avaliou o impacto da espécie de madeira na rigidez à flexão da parede. Para o efeito, a parede foi simulada numericamente através do submodelo C1 (Secção 6.4.2.3.2). O caso de carga considerado foi o da ocorrência de uma pressão de  $1,0 \text{ kN/m}^2$  a atuar perpendicularmente à parede. Nestas condições, o deslocamento transversal máximo (direção y) ocorrido na parede foi avaliado considerando separadamente as três espécies de madeira. Os valores obtidos para estes deslocamentos foram de  $0,01 \text{ m}$  para a madeira de pinho,  $0,007 \text{ m}$  para a madeira de castanho e de  $0,008 \text{ m}$  para a madeira de choupo. Esta informação está expressa graficamente na Figura 6.27.

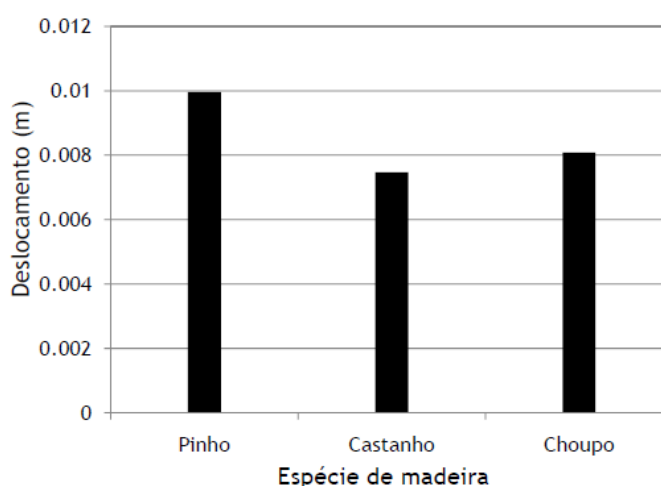


Figura 6.27 - Deslocamento transversal (direção y) vs Espécie de madeira

Os resultados obtidos são conducentes à mesma conclusão proferida anteriormente.

## 6.5.2 Largura das tábuas e afastamento entre tábuas

De forma a analisar a influência do afastamento das tábuas entre si na capacidade resistente de paredes de tabique, adotou-se o modelo numérico C (Secção 6.4.2.3.2) para simular o comportamento estrutural deste tipo de elemento construtivo. Neste modelo numérico, considerou-se a estrutura de madeira constituída por madeira de pinho, cujas propriedades materiais estão indicadas na Tabela 6.4. Consideraram-se também duas ações atuantes distintas. A primeira ação foi correspondente a uma pressão uniformemente distribuída na totalidade da parede e de valor unitário,  $1 \text{ kN/m}^2$ . A segunda ação considerada foi uma força horizontal de valor unitário,  $1 \text{ kN}$ , aplicada na interseção da 9ª tábua a contar da extremidade esquerda com a 18ª ripa, a contar do frechal inferior. Para ambos os casos de carga, determinou-se o deslocamento transversal (direção y) ocorrido no ponto de aplicação da força.

Na Figura 6.28 apresentam-se os resultados correspondentes ao deslocamento transversal, quando as tábuas têm uma largura de 26 cm, de 25 cm, de 24 cm, de 23 cm, de 22 cm, de 21 cm, de 20 cm, de 19 cm e de 18 cm, correspondendo respetivamente a um afastamento entre os eixos longitudinais das tábuas de 3 cm, 4 cm, 5 cm, 6 cm, 7 cm, 8 cm, 9 cm, 10 cm e 11 cm. É importante referir que os valores admitidos para a largura das tábuas encontram-se dentro do intervalo de valores registados na Tabela 4.9, da Secção 4.5.2.2, do Capítulo 4, e que são relativos às larguras das tábuas das paredes exteriores de tabique da tipologia B1 aferidas aquando da realização do trabalho de campo.

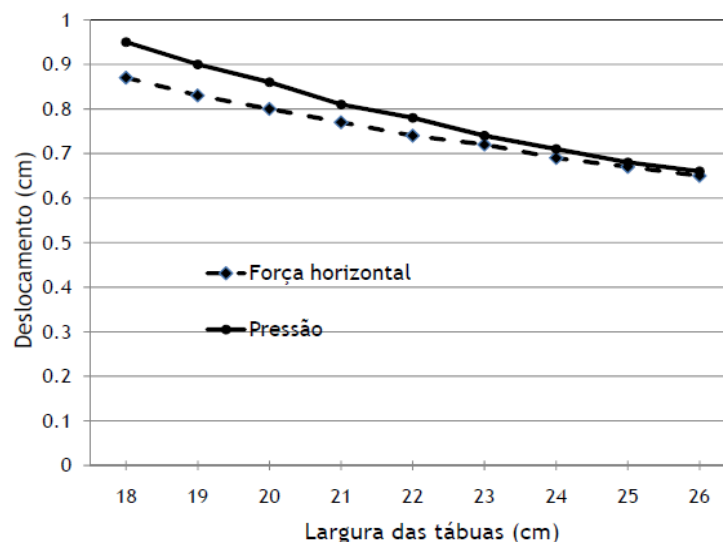


Figura 6.28 - Deslocamento transversal vs Largura das tábuas

Os resultados expressos na Figura 6.28 mostram que existe uma relação aproximadamente linear entre a deformada da parede e a largura das tábuas, para ambos os casos de carga considerados. A medida que a largura da tábua aumenta o deslocamento diminui. Também parece existir uma tendência de aumento de rigidez transversal da parede à medida que a

largura das tábuas aumenta ou, por outras palavras, à medida que o afastamento entre tábuas diminui.

### 6.5.3 Dimensões das ripas e afastamento entre ripas do fasquio

Os resultados numéricos obtidos ao longo deste Capítulo indiciam que aparentemente as ripas do fasquio apenas tendem a influenciar a capacidade resistente de paredes de tabique quando estas estão sujeitas a cargas (transversais à parede ou verticais e no plano da parede), atuando de forma parcial na estrutura das paredes. Tendo em conta este facto e para estas condições, estudou-se o efeito de aspetos geométricos do fasquio na carga crítica do modelo numérico C (Secção 6.4.2.2), quando atua uma força vertical descendente aplicada na 9ª tábua a contar da extremidade esquerda da parede de tabique.

Dado que as dimensões das ripas de paredes exteriores registadas na Tabela 4.9, do Capítulo 4, têm uma largura que varia entre 2,0 cm e 9,0 cm, uma espessura compreendida entre 0,7 cm e 1,5 cm e um afastamento, medido em relação às faces das ripas, compreendido entre 2,0 cm e 15,0 cm, consideraram-se, neste estudo paramétrico, três tipos de fasquio e designados de Tipo 1, Tipo 2 e Tipo 3. Na Tabela 6.10 apresentam-se as dimensões (largura e espessura) e o afastamento vertical entre as faces das ripas que caracterizam cada um dos fasquios.

Tabela 6.10 - Características geométricas dos fasquios

	Largura (cm)	Espessura (cm)	Afastamento entre faces (cm)
Tipo 1	3,0	1,0	11,0
Tipo 2	6,0	1,0	15,0
Tipo 3	3,0	1,0	4,0

O primeiro tipo de fasquio (Tipo 1) é relativo a ripas com 3,0 cm de largura, com 1,0 cm de espessura e com um afastamento entre as faces das ripas de 11,0 cm. No segundo tipo de fasquio (Tipo 2), as ripas têm uma largura de 6,0 cm, uma espessura de 1,0 cm e um afastamento, medido a partir das faces das ripas, de 15,0 cm. No terceiro tipo de fasquio (Tipo 3), as ripas tem uma largura de 3,0 cm, uma espessura de 1,0 cm e um afastamento entre as faces de 4,0 cm. Deste modo, os dois primeiros tipos de fasquio são aqueles conducentes a solução de parede com a mesma densidade de ripas. No entanto a largura das ripas do tipo 2 de fasquio é superior em relação ao valor referente ao tipo 1. Por sua vez, o terceiro tipo de fasquio corresponde à solução estrutural caracterizada por apresentar o fasquio menos esparso (que tem a maior quantidade de ripas).

Na Figura 6.9 representa-se graficamente o impacto das características dimensionais do fasquio na carga crítica da parede de tabique para as condições indicadas anteriormente.

Simultaneamente, também se apresenta o valor da carga crítica da parede considerando numericamente a inexistência do fasquio (modelo numérico A na Secção 6.4.2.2).

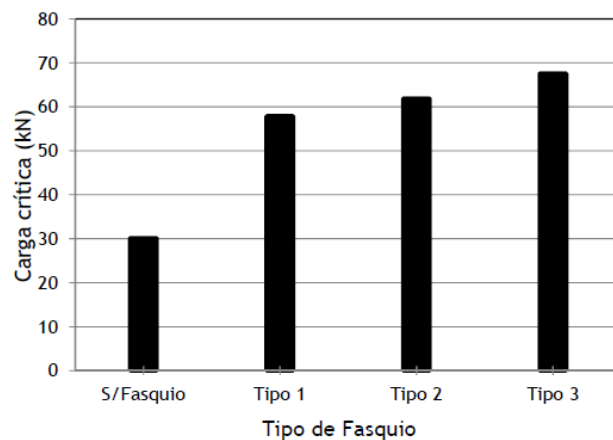


Figura 6.29 - Carga crítica vs Tipos de fasquio

Os resultados numéricos obtidos nesta fase são elucidativos e esclarecedores da relevância que o fasquio pode ter na capacidade resistente de uma parede de tabique. De facto, para a situação de carga atuante vertical descendente aplicada no plano da estrutura, o fasquio pode desempenhar um papel importante na estabilidade da parede e por isso não deve ser menosprezado. É sabido que o fasquio desempenha um papel tecnológico muito importante no processo construtivo de uma parede de tabique e funciona como suporte do material de enchimento. Face aos resultados obtidos neste capítulo, também se demonstrou que o fasquio poderá ter um papel adicional relevante em termos estruturais, para as condições de carga indicadas anteriormente, de acordo com a informação disponibilizada na Figura 6.29. Verifica-se que a inclusão do fasquio no sistema estrutural se traduz num aumento significativo do valor da carga crítica deste elemento construtivo. Um fasquio menos esparso tem um resultado similar, assim como, um fasquio de maiores dimensões.

## 6.6 Considerações finais

O estudo numérico desenvolvido neste capítulo permitiu alcançar os seguintes resultados finais:

- O modelo numérico C definido e proposto neste capítulo é o que aparenta simular de forma mais realista e abrangente o comportamento estrutural de paredes de tabique sujeitas tanto a ações verticais como a ações horizontais. Este modelo é o mais completo porque simula as tábuas, as vigas dos frechais, os pregos e as ripas. Por sua vez, o modelo numérico A, tem a vantagem de ser extremamente simples, simulando apenas as tábuas e as vigas do frechal, mas apenas fornece resultados semelhantes aos do modelo numérico C nos cenários de cargas em que as ripas não influenciam o comportamento estrutural das paredes de

tabique. Finalmente, o modelo numérico B que tem um grau de complexidade intermédio aos modelos A e C, simula as tábuas, as vigas dos frechais e as ripas, mas revelou apresentar uma rigidez excessiva no plano da parede em virtude das ripas estarem rigidamente ligadas às tábuas.

- A determinação da carga crítica vertical uniformemente distribuída, atuante no plano de uma parede de tabique não indicia depender da existência de ripas. Em contrapartida quando a carga crítica é uma força vertical descendente também atuante no plano da parede a existência das ripas influencia consideravelmente o valor desta carga. Adicionalmente o estudo paramétrico demonstrou, para o caso de uma carga uniformemente distribuída vertical e atuante no plano da parede, que a espécie de madeira influencia a capacidade resistente da parede de tabique. O estudo paramétrico, também demonstrou, para o caso de uma força vertical descendente e aplicada no plano da parede, que o valor da carga crítica poderá depender das dimensões das ripas e do seu afastamento vertical.
- As ripas do fasquio quando consideradas como elementos integrantes do sistema estrutural de paredes de tabique podem desempenhar um papel estabilizante. De facto, quando as ripas estão ligadas as tábuas é visível uma deformada harmoniosa das paredes de tabique. Este aspeto foi observado para casos de carga de ações verticais aplicadas no plano da parede e de ações atuantes perpendicularmente ao plano da parede.
- Para o caso de carga de uma força horizontal atuante no plano da parede (tipo ação do sismo), os resultados numéricos obtidos indicam que, nestas condições, o fasquio não parece ser relevante na capacidade resistente da parede. No entanto, os mesmos resultados indicam que a terra de enchimento existente entre as tábuas tem um papel importante na prevenção da instabilidade global lateral das paredes de tabique. O estudo paramétrico, realizado para este caso de carga, mostrou que a espécie de madeira da estrutura resistente pode revelar-se importante nestas condições.
- Para o caso de carga de uma pressão atuante na parede (tipo ação de vento) os resultados numéricos indicam também que o fasquio não é relevante na capacidade resistente da parede. Razão pela qual o sistema estrutural constituído por tábuas e ripas apresentou um fator de carga partilhada  $k_{sys}$  de valor 1,0, inferior àquele que é preconizado pelo EC5. Em contrapartida, para o caso de carga de uma força horizontal atuante transversalmente à parede, os resultados numéricos obtidos indicam que o fasquio tem um papel importante na capacidade resistente da parede. Nestas condições, os resultados numéricos sugerem que o sistema de distribuição de cargas constituído pelas ripas e tábuas apresenta um fator de carga partilhada,  $k_{sys}$ , de valor 1,06, semelhante àquele que é preconizado pelo EC5. O estudo paramétrico realizado para o caso de carga da pressão indicou que a espécie de madeira considerada para a estrutura resistente poderá condicionar a capacidade resistente das

paredes. Por sua vez, o estudo paramétrico realizado para o caso da ação de uma carga de pressão e de uma força horizontal transversal à parede, demonstrou que o aumento da largura das tábuas de madeira (e conseqüente diminuição do afastamento horizontal entre estas) aumenta a rigidez da estrutura. Este estudo paramétrico também demonstrou que poderá existir uma relação aproximadamente linear entre os deslocamentos transversais (direção  $y$ ) à parede e à largura das tábuas.

- É importante referir que os modelos e submodelos numéricos propostos para simular o comportamento de paredes de tabique sujeitas aos vários casos de carga deverão ser calibrados com recurso a ensaios experimentais sobre modelos de paredes de tabique. No caso dos submodelos que consideram a existência de material de enchimento, os deslocamentos e as tensões normais obtidas numericamente e experimentalmente poderão ser calibrados, por exemplo, através do módulo de elasticidade do material de enchimento.