



**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Valentina Faria Calixto

**Análise não linear dinâmica de edifícios  
antigos de alvenaria com recurso ao  
método de integração explícito**



**Universidade do Minho**

Escola de Engenharia

Valentina Faria Calixto

**Análise não linear dinâmica de edifícios  
antigos de alvenaria com recurso ao  
método de integração explícito**

Dissertação de Mestrado  
Mestrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação de  
**Doutor Nuno Adriano Leite Mendes**  
**Professora Doutora Graça Fátima Moreia**  
**Vasconcelos**

## **DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS**

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada.

Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

### ***Licença concedida aos utilizadores deste trabalho***



**Atribuição**  
**CC BY**

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

## **AGRADECIMENTOS**

A presente dissertação foi desenvolvida no âmbito do Mestrado em Engenharia Civil – Área de especialização em Estruturas e Geotécnia, na Universidade do Minho. Gostaria de expressar os meus profundos agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a sua elaboração, e em particular às que refiro em seguida.

Em primeiro lugar, ao Doutor Nuno Adriano Leite Mendes, à Professora Doutora Graça Fátima Moreira Vasconcelos e ao Elesban Nochebuena-Mora pela oportunidade concedida, pelo conhecimento partilhado e pela completa disponibilidade ao longo da execução da dissertação.

À Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pela bolsa de iniciação à investigação no âmbito do projeto *“Innovative viscoelastic devices for the reduction of the seismic vulnerability of existing masonry buildings (VISCO-D)”*, com a referência EXPL/ECI-EGC/094072021.

Aos meus “irmãos de praxe” e amigos que, ao longo de todo o meu percurso nos últimos 5 anos, foram como uma família para mim. Em especial ao meu namorado Diogo e ao meu amigo Tommy pelo apoio constante e companheirismo.

Aos meus irmãos, Tatiana e João, ao meu pai, António José, e ao meu amigo Mário que, mesmo longe, sempre estiveram ao meu lado nos momentos mais difíceis e desafiantes. Por fim, um agradecimento especial à minha mãe, Maria do Céu, pois, sem ela, nada disto seria possível.

## **DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE**

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho académico e confirmo que não recorri à prática de plágio nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

## **Análise não linear dinâmica de edifícios de alvenaria com recurso ao método de integração explícito**

### **RESUMO**

As estruturas de alvenaria não reforçadas apresentam uma vulnerabilidade sísmica elevada, quando comparadas a outro tipo de edifícios. Devido ao comportamento frágil da alvenaria e às técnicas construtivas, os edifícios de alvenaria tendem a sofrer danos substanciais durante a ocorrência do sismo, podendo até levar mesmo ao seu colapso parcial ou total.

No estudo numérico para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios de alvenaria, por exemplo irregulares em planta e/ou em altura, através da análise não linear dinâmica com integração no tempo, os métodos de integração direta no tempo (implícitos e explícitos) são os mais utilizados e os mais eficazes. Em geral, o método de integração implícito é o mais indicado para o estudo dinâmico de estruturas de alvenaria. No entanto, apesar de apresentar resultados com mais estabilidade e precisão, requer um elevado tempo de análise devido ao esforço computacional necessário para a resolução do sistema de equações não linear. Posto isto, é importante o estudo da utilização do método explícito para a resolução deste tipo de problemas, pois este método exige um esforço computacional relativamente inferior quando comparado com o anterior.

Tendo em consideração o referido anteriormente, nesta dissertação foi avaliado o desempenho do método explícito aplicado a um conjunto de elementos estruturais (nembos) presentes num edifício de alvenaria, relativamente à resposta obtida através de análises implícitas (sem consideração da não linearidade geométrica, devido ao elevado esforço computacional e dificuldades de convergência), utilizando o programa de cálculo Abaqus. Foram testados vários parâmetros e ferramentas por forma a seleccionar um conjunto de métodos com a estabilidade e precisão necessárias para simular o comportamento destes elementos durante a ação do sismo. Este estudo incidiu-se nos principais mecanismos de colapso, ou seja, falhas no plano por corte diagonal e derrube por flexão, e falhas para fora do plano através de um mecanismo de uma rótula na base e um mecanismo de três rótulas (topo, aproximadamente no centro e base).

Os resultados obtidos demonstraram que, para as falhas no plano, o tipo de controlo dos modos espúrios não apresenta uma grande relevância na resposta da análise. No entanto, é importante a seleção de um valor adequado para o parâmetro de amortecimento  $\beta$  e para a viscosidade volumétrica (*bulk viscosity*), pois, estes influenciam as repostas dos modelos, principalmente na duração da análise e os níveis de energia artificial. Relativamente às falhas para fora do plano, os resultados explícitos demonstraram problemas de estabilidade em comparação com os modelos implícitos, principalmente no estudo de deformações muito elevadas. Assim, considera-se importante dar continuidade deste estudo e apresentou-se recomendações para trabalhos futuros.

**Palavras-chaves:** Alvenaria; sismo; dano; análise numérica; método de integração explícito.

## **Non-linear dynamic analysis of ancient masonry buildings using the explicit integration method**

### **ABSTRACT**

Unreinforced masonry (URM) structures exhibit a high seismic vulnerability when compared to other types of buildings. Due to the brittle behavior of masonry and construction techniques, masonry buildings tend to have substantial damage during seismic events, and they may even partially or completely collapse.

In numerical studies for assessing the seismic performance of masonry buildings, especially those with irregularities in plan and/or height, dynamic nonlinear time integration analyses are the most commonly used and effective methods. In general, the implicit time integration method is preferred due to its stability and precision. However, despite providing more stable and accurate results, it requires a significant computational effort to solve the system of nonlinear equations.

Thus, it is important to explore the use of the explicit method for solving such problems, as it demands relatively less computational effort compared to the implicit methods. In this dissertation, the performance of the explicit method was evaluated when applied to a set of structural elements (URM piers) of a masonry building. This evaluation compared the results from implicit analyses (without considering geometric nonlinearity due to the high computational effort and convergence difficulties) using the finite element software Abaqus. Various parameters and tools were tested to select a set of methods that provide the necessary stability and accuracy to simulate the behavior of the piers during seismic action. This study focused on the main collapse mechanisms, which are shear diagonal failure and flexural overturning, and out-of-plane failures with a hinge mechanism at the base and with a three-hinge mechanism (top, approximately in the middle, and base).

The results showed that, for in-plane failures, the type of hourglass control does not have a significant impact on the response. However, the selection of an appropriate value for the Rayleigh damping parameter  $\beta$  and bulk viscosity is important, as they influence the model responses, especially in terms of analysis duration and artificial energy levels.

Regarding out-of-plane failures, the explicit results demonstrated stability issues when compared to implicit models, particularly in the study of very high deformations. Therefore, it is important to continue this study following the provided recommendations for future work.

**Keywords:** Unreinforced masonry; seismic; damage; numerical analysis; explicit time integration method.

## INDÍCE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Organização da dissertação .....	2
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1. Estratégias de modelação.....	4
2.1.1. Modelos contínuos baseados na macro-modelação .....	4
2.1.2. Modelos baseados na modelação discreta.....	5
2.1.3. Modelos baseados em macroblocos rígidos.....	7
2.1.4. Modelos baseados em elementos estruturais .....	8
2.2. Tipos de análises numéricas.....	9
2.2.1. Análise estática.....	10
2.2.2. Análise dinâmica .....	15
2.3. Métodos de integração direta no tempo .....	18
2.3.1. Método implícito .....	20
2.3.2. Método explícito.....	24
2.3.3. Elementos finitos com integração completa e integração reduzida .....	26
2.3.4. Energia artificial em elementos com integração reduzida .....	31
3. PREPARAÇÃO DE MODELOS .....	34
3.1. Descrição dos nembos .....	34
3.2. Descrição dos modelos numéricos.....	37
3.4. Propriedades dos materiais.....	38
3.5. Amortecimento de Rayleigh .....	42
3.6. Ação sísmica .....	44
3.7. Ferramentas numéricas e critérios de controlo de resposta .....	45

4. RESPOSTAS NO PLANO .....	48
4.1. Corte diagonal .....	48
4.2. Derrube no plano.....	62
5. RESPOSTAS PARA FORA DO PLANO.....	70
5.1. Derrube para fora do plano com rótula na base .....	70
5.1. Derrube para fora do plano com três rótulas .....	82
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	93
6.1. Conclusões.....	93
6.2. Trabalhos futuros .....	95
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de macro-modelação: (a) Catedral de Ica, Peru (Ciocci et al., 2018); (b) Templo de Loka-Hteik-Pan, Myanmar (Bianchini et al., 2020).....	5
Figura 2 - Exemplos de modelação discreta: (a) micro-modelação simplificada (Lourenço & Rots, 1997);(b) micro-modelação detalhada (Doran et al., 2022). .....	6
Figura 3 - Estratégias de modelação para estruturas em alvenaria: (a) macro-modelação; (b) micro-modelação detalhada; (c) micro-modelação simplificada (adaptada de (Lourenco, 1996))......	7
Figura 4 - Igreja de Natività di Maria Vergine, Itália (Chiozzi et al., 2018). .....	8
Figura 5 - Exemplos de modelos baseados em elementos estruturais: (a) adaptado de (Rinaldin et al., 2016); (b) adaptado de (Lagomarsino et al., 2013). .....	9
Figura 6 - Exemplo de comportamento não linear do material (adaptada de (Mendes, 2012b)). .....	11
Figura 7 - Exemplos de iterações (adaptado de (DIANA FEA BV, 2023)): (a) método de Newton Raphson; (b) método modificado de Newton Raphson; (c) método Quasi-Newton; (d) método da rigidez linear ..	13
Figura 8 - Representação gráfica dos teoremas da análise limite (adaptada de (Mendes, 2015)) .....	15
Figura 9 - Exemplo de espectro de resposta elástica (NP EN 1998-1, 1998).....	16
Figura 10 – Representação de um acelerograma e a sua aplicação na base de uma estrutura (adaptado de (Mohsenian et al., 2022)).....	18
Figura 11 - Modelo das grandezas para um sistema de um grau de liberdade (Oliveira, 2017). .....	19
Figura 12 – Pontos de integração na integração completa de (a) elementos lineares; (b) elementos quadráticos (Dassault Systèmes, 2014). .....	27
Figura 13 - Deformação à flexão pura M: (a) de um material; (b) de um elemento linear totalmente integrado; (c) de um elemento quadrático totalmente integrado (adaptado de (Dassault Systèmes, 2014)). .....	28
Figura 14 - Comportamento à flexão no caso de integração reduzida com um único ponto de integração localizado no centro (adaptado de (Nochebuena-Mora et al., 2022)). .....	29
Figura 15 - Exemplos de edifícios gaioleiros (Pereira, 2013). .....	35
Figura 16 - Edifício “gaioleiro” adaptado de (Nochebuena-Mora et al., 2023): (a) fachada principal; (b) corte; (d) geometria dos nembos selecionados.....	36
Figura 17 - Comportamento endurecimento/amolecimento do modelo de dano com plasticidade do betão para: (a) compressão uniaxial; (b) tração uniaxial (D’Altri et al., 2022). .....	40

Figura 18 - Comportamento não linear da alvenaria para: (a) endurecimento/amolecimento uniaxial à compressão; (b) Ramo de amolecimento uniaxial à tração. ....	41
Figura 19 - Componentes do sismo Emilia Romagna aplicadas nas análises: (a) acelerações; (b) velocidades; (c) deslocamentos. ....	45
Figura 20 - Extensões máximas das análises implícitas do nembo N1-CD-P. ....	51
Figura 21 - Respostas das análises implícitas do nembo N1-CD-P (amplitude 75%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia de dano; (c) deslocamentos relativos. ....	53
Figura 22 - Extensões máximas das análises implícitas do nembo N1-CD-P (75%) (primeira série de análises). ....	55
Figura 23 - Rácio entre a energia artificial e a energia interna das análises explícitas do nembo N1-CD-P (75%) (relaxação da rigidez). ....	56
Figura 24 - Extensões máximas das análises explícitas do nembo N1-CD-P (segunda série de análises). ....	57
Figura 25 - Respostas da segunda série de análises explícitas do nembo N1-CD-P (amplitude 75%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos. ....	58
Figura 26 - Extensões máximas das análises explícitas do nembo N1-CD-P (terceira série de análises). ....	60
Figura 27 - Respostas da terceira série de análises explícitas do nembo N1-CD-P (amplitude 75%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos. ....	61
Figura 28 - Extensões máximas das análises implícitas do nembo N6-D-P. ....	63
Figura 29 - Respostas das análises implícitas do nembo N6-D-P (amplitude 275%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos. ....	65
Figura 30 - Extensões máximas das análises explícitas do nembo N6-D-P. ....	66
Figura 31 - Respostas das análises explícitas do nembo N6-D-P (amplitude 275%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos. ....	68
Figura 32 - Extensões máximas das análises implícitas do modelo com elementos de casca do nembo N6-D-FP-1R. ....	72
Figura 33 - Respostas das análises implícitas com elementos de casca do nembo N6-D-FP-1R (amplitude 275%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia de dano; (c) deslocamentos relativos. ....	73

Figura 34 - Extensões máximas das análises explícitas do modelo com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R. ....	74
Figura 35 - Respostas das análises explícitas do nembro N6-D-FP-1R (amplitude 100%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos. ....	76
Figura 36 - Respostas das análises explícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R (amplitude 275%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.....	77
Figura 37 - Extensões máximas das análises explícitas com elementos sólidos do nembro N6-D-FP-1R. ....	79
Figura 38 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas com elementos sólidos e implícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R para as amplitudes: (a) 125%; (b) 150%; (c) 175%.....	80
Figura 39 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas de elementos sólidos e implícitas de elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R para as amplitudes: (a) 200%; (b) 225%; (c) 250%; (d) 275%. ....	81
Figura 40 - Extensões máximas das análises implícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R. ....	84
Figura 41 - Respostas das análises implícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R (amplitude 400%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.....	85
Figura 42 - Extensões máximas das análises explícitas do modelo com elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R. ....	86
Figura 43 - Respostas das análises explícitas do nembro N6-D-FP-3R (amplitude 225%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos. ....	87
Figura 44 - Respostas das análises explícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R (amplitude 400%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.....	88
Figura 45 - Extensões máximas das análises explícitas com elementos sólidos do nembro N6-D-FP-3R. ....	89
Figura 46 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas de elementos sólidos e implícitas de elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R para as amplitudes: (a) 250%; (b) 275%; (c) 300%.....	90

Figura 47 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas de elementos sólidos e implícitas de elementos de casca do nêmo N6-D-FP-3R para as amplitudes: (a) 325%; (b) 350%; (c) 375%; (d) 400%. ..... 91

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Processo computacional para o método de Newmark (Reza Javanmardi, 2012). .....	24
Tabela 2 – Processo computacional para o método das diferenças centrais (Reza Javanmardi, 2012). .....	26
Tabela 3 - Sumário dos resultados obtidos (adaptado de (Nochebuena-Mora et al., 2022)). .....	32
Tabela 4 - Propriedades mecânicas da alvenaria irregular.....	39
Tabela 5 - Valores para a área de cedência e para a lei de fluxo. ....	42
Tabela 6 - Valores dos parâmetros de amortecimento .....	43
Tabela 7 - Valores para os estados limite de deslocamentos no plano (adaptado de (NP EN 1998-3), 1998) e fora do plano (Doherty et al., 2002). .....	47
Tabela 8 - Limites de deslocamentos considerado a degradação da junta moderadamente degradada (Doherty et al., 2002). .....	47
Tabela 9 - Resultados das análises implícitas do nembro N1-CD-P. ....	50
Tabela 10 - Resultados das análises explícitas do nembro N1-CD-P (primeira série de análises). .....	55
Tabela 11 - Resultados das análises explícitas do nembro N1-CD-P (segunda série de análises). .....	57
Tabela 12 - Resultados das análises implícitas do nembro N1-CD-P (terceira série de análises). .....	60
Tabela 13 - Resultados das análises implícitas do nembro N6-D-P. ....	63
Tabela 14 - Resultados das análises explícitas do nembro N6-D-P.....	66
Tabela 15- Resultados das análises implícitas do modelo de casca nembro N6-D-FP-1R.....	71
Tabela 16 - Resultados das análises explícitas do modelo do modelo de casca do nembro N6-D-FP-1R. .....	71
Tabela 17 - Resultados das análises implícitas do modelo de casca do nembro N6-D-FP-3R.....	83
Tabela 18 – Resultados das análises explícitas do modelo de casca nembro N6-D-FP-3R.....	83



## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. Enquadramento**

As estruturas de alvenaria representam uma grande parte das construções existentes no mundo, desde património histórico (torres, igrejas, templos, etc.) até edifícios residenciais. As estruturas de alvenaria não reforçada, embora sejam adequadas para suportar cargas gravitacionais, são vulneráveis quando submetidas a ações dinâmicas, como os sismos. A resposta das estruturas a este tipo de ações é caracterizada pelo surgimento de fendas na alvenaria ou, mesmo em casos de intensidade moderada a elevada, pelo colapso parcial ou total da estrutura (D’Altri et al., 2020).

Para o estudo numérico das ações dinâmicas, como por exemplo a resposta não linear dinâmica de edifícios de alvenaria, os métodos de integração direta no tempo são os mais utilizados e possivelmente os mais eficientes, sendo classificados como métodos implícitos e explícitos. Os métodos implícitos são, em geral, incondicionalmente estáveis. No entanto, para a obtenção da solução é necessário realizar várias iterações até que um critério de convergência seja atingido (elevado esforço computacional e dificuldades de convergência). Por outro lado, os métodos explícitos possuem uma estabilidade condicional, o que significa que o incremento de tempo precisa de ser suficientemente pequeno para não haver instabilidade na solução. No entanto, este método não necessita de iterações, pois determina a solução no final de cada incremento de tempo (Yang, 2019).

Em geral, os métodos de integração implícitos são mais eficazes na resolução de problemas dinâmicos, enquanto os explícitos são mais eficientes para problemas de propagação de ondas ((Subbaraj & Dokainish, 1989) citado em (Reza Javanmardi, 2012)). No entanto, os métodos implícitos exigem um esforço computacional muito elevado, o que pode também levar a um elevado tempo de análise, tornando por vezes inviável a utilização deste tipo de método no estudo de edifícios de alvenaria. Posto isto, surge o interesse de avaliar o desempenho do método de integração explícito na resolução de problemas dinâmicos deste tipo de estruturas pois, este requer um menor esforço computacional em comparação com o método implícito.

Assim, nesta dissertação, serão exploradas diferentes ferramentas numéricas e parâmetros do método de integração explícito, por forma a avaliar o desempenho das ferramentas numéricas para simular a resposta não linear dinâmica de edifícios de alvenaria.

## **1.2. Objetivos**

A presente dissertação tem como objetivo principal avaliar o desempenho do método de integração explícito para a análise não linear dinâmica de elementos estruturais de alvenaria presentes em edifícios antigos de alvenaria (nembos dos edifícios “gaioleiros”).

Este estudo foca-se na simulação numérica da resposta dinâmica não linear para a ação sísmica de nembos no plano (corte diagonal e derrube por flexão) e para fora do plano (derrube com uma rótula na base e derrube com três rótulas (base, aproximadamente no centro e topo)), com recurso à estratégia de modelação numérica mais utilizada na avaliação estrutural de edifícios de alvenaria (macro-modelação) e com possibilidade de ser aplicada a estruturas de grandes dimensões. Assim, pretende-se avaliar o desempenho e a estabilidade da análise não linear dinâmica com método de integração explícito dos modelos desenvolvidos neste trabalho (menor esforço computacional), relativamente à resposta numérica obtida através do método de integração implícito, mais frequentemente utilizado e que requer um elevado esforço computacional, sem considerar a não linearidade geométrica (aumento significativo do esforço computacional e elevadas dificuldades de convergência), avaliando a resposta até atingir os estados limites definidos na literatura para cada mecanismo de colapso.

Por último, este estudo tem por objetivo avaliar a eficiência das ferramentas numéricas disponíveis no programa de análise estrutural Abaqus para efetuar a análise não linear dinâmica através do método explícito e superar os problemas numéricos de modelos baseados no método de elementos finitos, tais como exemplo os modos espúrios.

## **1.3. Organização da dissertação**

A presente dissertação está dividida em seis capítulos que se consideraram fundamentais para alcançar os objetivos referidos anteriormente.

Primeiramente, o capítulo 1 apresenta o enquadramento temático da dissertação, os objetivos e a organização da dissertação.

O capítulo 2 descreve a revisão da literatura sobre o estudo numérico de estruturas de alvenaria. Abordaram-se as estratégias de modelação utilizadas neste tipo de estruturas, bem como os tipos de análises mais utilizados no seu estudo. Descreve-se também os dois métodos de integração no tempo (implícito e explícito), bem como as ferramentas numéricas.

No terceiro capítulo é apresentada a preparação dos modelos numéricos, a seleção dos elementos estruturais para o estudo e as considerações feitas relativamente à modelação dos mesmos. Apresenta-se também as propriedades do material considerado neste estudo, bem como a ação sísmica selecionada.

No capítulo 4 e 5, são apresentados os resultados obtidos para as análises dos modelos que simulam os mecanismos no plano e para fora do plano, respetivamente. Apresentam ainda a avaliação das respostas obtidas para as análises implícitas e explícitas, por forma a concluir quais as ferramentas utilizadas no método explícito que demonstram mais estabilidade na simulação da ação sísmica nos elementos em estudo.

Por último, no capítulo 6 apresentam-se as considerações finais deste estudo, incluindo as principais conclusões e recomendações de trabalhos futuros que se consideram relevantes para a análise não linear dinâmica de edifícios antigos de alvenaria através do método de integração explícito.

## **2. REVISÃO DA LITERATURA**

### **2.1. Estratégias de modelação**

A alvenaria é um material heterogéneo composto por unidades e juntas, apresentando propriedades mecânicas distintas por direção. Além disso, as diferentes propriedades geométricas, tais como as dimensões das juntas e das unidades, resultam num aumento da complexidade da análise estrutural de estruturas em alvenaria.

Ao longo dos anos foram desenvolvidas várias estratégias de modelação, por forma a facilitar a simulação e avaliação do comportamento estrutural dos edifícios em alvenaria. É possível avaliar o desempenho sísmico destas estruturas através das seguintes estratégias: (a) modelos contínuos baseados na macro-modelação; (b) modelos não contínuos baseados na micro-modelação; (c) modelos baseados em macro-blocos rígidos; (d) modelos baseados em elementos estruturais (D'Altri et al., 2020).

#### 2.1.1. Modelos contínuos baseados na macro-modelação

Em geral, na macro-modelação (Figura 1), as unidades, as juntas de argamassa e a ligação unidade/argamassa são modeladas como um material contínuo homogéneo, não simulando o seu comportamento heterogéneo (Figura 3a) (Mendes & Lourenço, 2019). É necessário estimar as propriedades mecânicas da estrutura em estudo, que pode ser efetuado através de: (a) ensaios experimentais, nomeadamente ensaios não-destrutivos no local, e recolha de amostras para ensaios laboratoriais destrutivos; (b) regulamentos ((NTC 2018, 2018; NZS 4298:1998, 1998)) e recomendações para estrutura de alvenaria; (c) técnicas de homogeneização que têm em consideração as propriedades mecânicas e a geométricas das unidades e das juntas (Milani et al., 2007).

Nesta abordagem, é frequente recorrer-se ao Método dos Elementos Finitos que, nos dias de hoje, continua a ser o método mais utilizado para a modelação numérica de estruturas. Este método consiste na utilização de elementos finitos, como por exemplo elementos de barra (1D), de casca (2D) ou sólidos (3D), para simular os elementos estruturais que constituem a estrutura em análise. No caso de estruturas em alvenaria, utilizam-se os elementos de casca ou sólidos para simular paredes, abóbadas, cúpulas e pavimentos, e elementos de barra para simular vigas de madeira e a estrutura da cobertura. Apesar de a alvenaria ser um material heterogéneo e anisotrópico, o que significa que as suas propriedades mecânicas variam de acordo com a direção, a macro-modelação com material homogéneo e isotrópico

é uma técnica prática e comum na modelação de edifícios de alvenaria. De notar que também se podem utilizar elementos finitos para modelar técnicas de reforço no caso da análise numérica de edifícios reforçados.

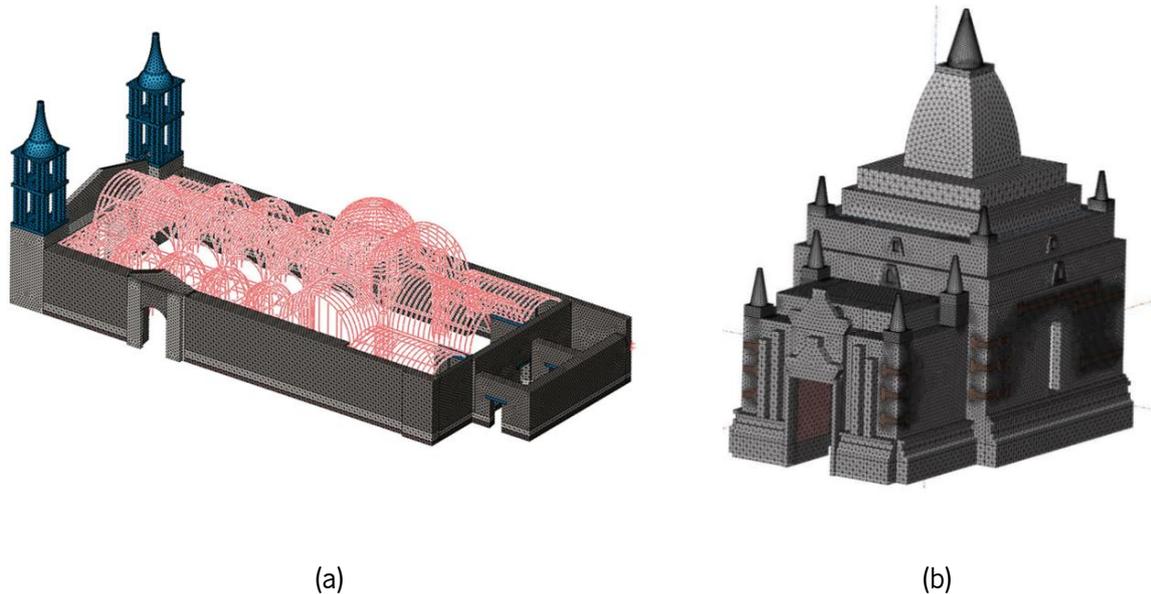


Figura 1 - Exemplos de macro-modelação: (a) Catedral de *Ica*, Peru (Ciocci et al., 2018); (b) Templo de *Loka-Hteik-Pan*, Myanmar (Bianchini et al., 2020).

### 2.1.2. Modelos baseados na modelação discreta

A modelação discreta (Figura 2) é uma estratégia de modelação que permite uma melhor compreensão do comportamento local de estruturas em alvenaria. Este tipo de modelação é frequentemente utilizado em pormenores estruturais (modelos parciais), embora também pode ser aplicado a edifícios (Lourenço, 1996). Os modelos baseados neste tipo de abordagem são mais detalhados pois têm em consideração a heterogeneidade do material, ou seja, assume-se que os elementos contínuos são ligados entre si através de elementos descontínuos (elementos de interface ou pontos de contacto).

Os modelos criados através desta estratégia de modelação, tal como no caso da macro-modelação, podem ser criado com recurso ao método dos elementos finitos, sendo que, para a modelação da alvenaria, podem ser utilizadas duas estratégias: (a) micro-modelação detalhada (Figura 3b), na qual as unidades e juntas argamassadas são representadas por elementos contínuos e a ligação entre estas é representada por elementos descontínuos; (b) micro-modelação simplificada (Figura 3c), na qual as unidades são expandidas e simuladas através de elementos contínuos, e as juntas e as ligação unidade/argamassa são simuladas através de elementos descontínuos (Lourenço, 1996).

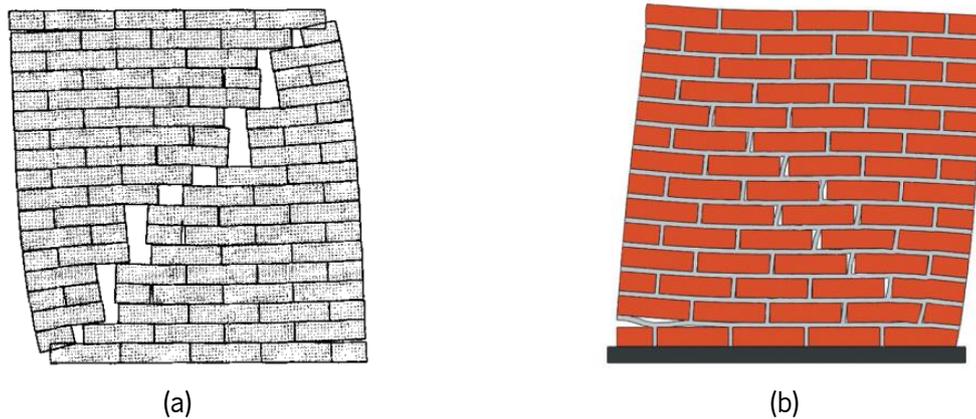


Figura 2 - Exemplos de modelação discreta: (a) micro-modelação simplificada (Lourenço & Rots, 1997); (b) micro-modelação detalhada (Doran et al., 2022).

Na primeira estratégia, deve ter-se em conta o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas das unidades e da argamassa, sendo que a ligação entre estes elementos representa um potencial plano de fissuração (tendo em conta um valor de rigidez inicial para evitar a interpenetração com o elemento contínuo). Este processo permite que as ações criadas pela combinação entre as unidade, a argamassa e as ligações entre estas sejam estudadas de forma mais detalhada. Na segunda estratégia, as juntas são agrupadas numa interface “média” (cada uma destas juntas consiste no conjunto argamassa e duas ligações unidade/argamassa), enquanto as unidades se expandem de forma a manter a geometria inalterada. Desta forma, a alvenaria é considerada como um conjunto de blocos elásticos ligados por potenciais linhas de fissuração (Lourenço, 1996).

Os modelos baseados na modelação discreta também podem ser elaborados através do método dos elementos discretos, onde a alvenaria é representada como um conjunto de blocos ou partículas, sendo que a interação entre estes é representada através de pontos de contacto. Os modelos são classificados tendo em consideração o tipo de elemento utilizado na modelação, ou seja: (a) modelos de elementos discretos de blocos, compostos por componentes poligonais ou poliédricos; (b) modelos de elementos discretos de partículas, compostos por partículas circulares/esféricas de forma a representar os elementos estruturais a uma escala mais detalhada (J. V. Lemos, 2007).

Os modelos baseados no método dos elementos discretos permitem simular mecanismos de colapso no domínio dos grandes deslocamentos, ou seja, pode ser bastante útil no caso de avaliações do comportamento de edifícios históricos, que se encontrem num estado mais vulnerável, desde o início do dano até próximo do colapso. Em geral, estes modelos requerem um esforço computacional muito

elevado para a criação da malha e execução da análise. Assim, esta estratégia de modelação é normalmente utilizada para modelar apenas pequenas partes das estruturas. No entanto, se os elementos/blocos contínuos simularem várias porções de alvenaria (macroblocos rígidos ou deformáveis), este esforço computacional pode ser reduzido. No entanto, esta discretização deve ser definida de forma cuidadosa, tendo em consideração os mecanismos de colapso expectáveis que podem influenciar a resposta do modelo.

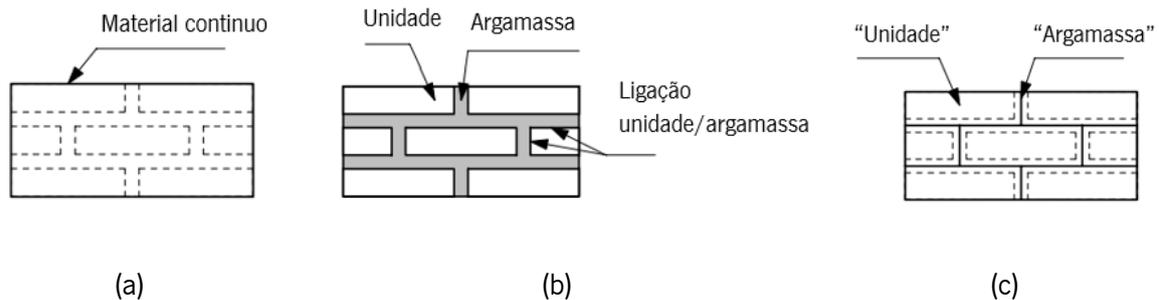


Figura 3 - Estratégias de modelação para estruturas em alvenaria: (a) macro-modelação; (b) micro-modelação detalhada; (c) micro-modelação simplificada (adaptada de (Lourenço, 1996)).

### 2.1.3. Modelos baseados em macroblocos rígidos

Os modelos baseados na estratégia de modelação com macroblocos rígidos são adequados para compreender o comportamento dinâmico das estruturas em alvenaria, quando estas estão sobre a ação de um sismo (Soares et al., 2006). Neste tipo de abordagem, o edifício é discretizado num conjunto de macroblocos que são definidos pelas linhas de rotura, geralmente maiores que os componentes estruturais do edifício, e que, conseqüentemente, reduz o número de elementos e o esforço computacional. Durante a modelação deve-se ter em consideração os mecanismos de rotura expectáveis (Figura 4), que podem ser definidos com recurso aos danos observados em edifícios que sofreram sismos no passado, resultados obtidos em testes experimentais, resultados obtidos através de análises numéricas ou experiência profissional (Mendes et al., 2017). No que diz respeito à avaliação do comportamento sísmico de edifícios históricos, esta estratégia de modelação é considerada como uma ferramenta numérica rápida e prática, sobretudo quando se recorre à análise limite clássica (ver Secção 2.2.1.3).

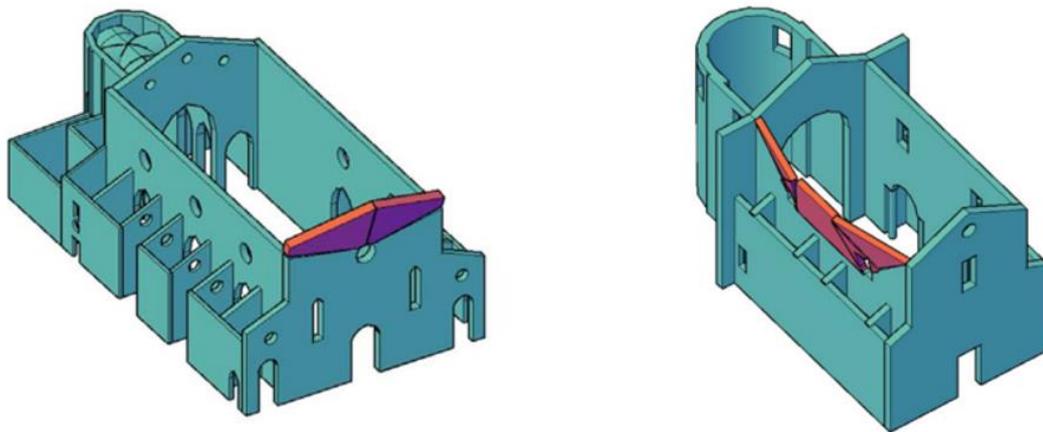


Figura 4 - Igreja de *Natività di Maria Vergine*, Itália (Chiozzi et al., 2018).

#### 2.1.4. Modelos baseados em elementos estruturais

No que diz respeito aos modelos baseados em elementos estruturais (Figura 5a e b), a estrutura em análise é discretizada com base nos diferentes tipos de elementos estruturais do edifício, por forma a simular o seu comportamento (elementos finitos em 1D/2D, macroblocos, macro-elementos, etc.), sendo os mais utilizados: (a) nembos, elementos verticais que suportam cargas verticais e horizontais; (b) padieiras (lintéis), elementos horizontais existentes na parte superior das aberturas (portas e janelas). Considera-se que a identificação das padieiras e dos nembos nas estruturas em alvenaria é relativamente simples quando se trata de fachadas regulares, mas, esta pode tornar-se mais complicada quando o caso em estudo é uma fachada irregular, podendo até tornar-se impossível no caso de estruturas com uma geometria muito complexa ((Augenti, 2006; Berti et al., 2017; Calderoni et al., 2015; Dolce, 1991; Lagomarsino et al., 2013a, 2018; Moon et al., 2006; Parisi et al., 2013; Parisi & Augenti, 2013; Quagliarini et al., 2017) citados em (D'Altri et al., 2020)). Em geral, os elementos estruturais são ligados entre si através de nós rígidos (elementos de interface ou molas).

Neste tipo de abordagem, o comportamento dos elementos estruturais deve ser definido à priori, com base nos danos e mecanismos de colapso observados em edifícios reais afetados pela ação sísmica no passado. É a estratégia de modelação mais rápida, em comparação com aquelas referidas anteriormente, uma vez que envolve um número reduzido de graus de liberdade, tornando-se assim uma boa opção para realizar análises de estruturas de alvenaria existentes. No entanto, em geral, esta abordagem também apresenta algumas desvantagens, tais como a não consideração dos mecanismos de colapso local para fora do plano, o que pode resultar numa estimativa da capacidade sísmica do edifício

superior à real, uma vez que o comportamento no plano e para fora do plano podem surgir em simultâneo (Dolatshahi & Yekrangnia, 2015). Além disso, nesta estratégia de modelação não é possível fazer uma representação minuciosa dos detalhes estruturais do edifício em estudo. Por último, o facto de ter-se de definir as padieiras e os nembos à priori pode levar a uma definição de uma estrutura no programa de modelação significativamente diferente da real para a ação sísmica, sobretudo para geometrias muito irregulares (D'Altri et al., 2020).

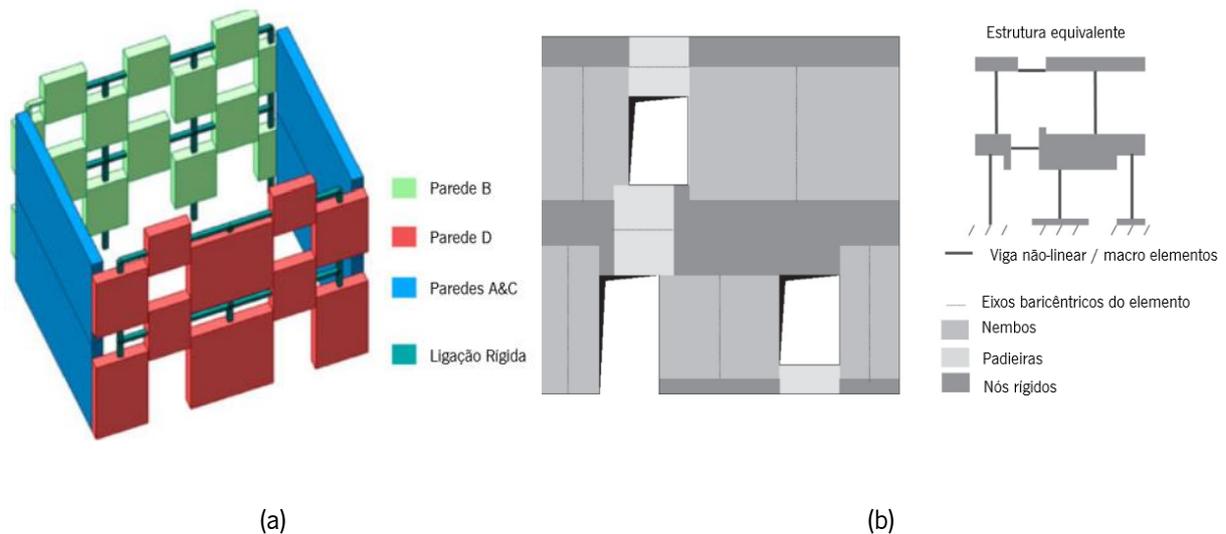


Figura 5 - Exemplos de modelos baseados em elementos estruturais: (a) adaptado de (Rinaldin et al., 2016); (b) adaptado de (Lagomarsino et al., 2013).

## 2.2. Tipos de análises numéricas

Um aspeto importante a considerar em relação aos efeitos dos sismos é a caracterização da forma como estes afetam as estruturas. A ação sísmica deve ser considerada como uma ação dinâmica. No entanto, tendo em consideração as dificuldades associadas à caracterização e simulação de uma ação dinâmica e aleatória como a ação sísmica, também se desenvolveram métodos de análise em que esta é assumida como um conjunto de forças estáticas aplicadas à estrutura em estudo. Posto isto, os diferentes métodos de avaliação do comportamento sísmico de construções históricas podem ser divididos em dois principais grupos: (a) análise estática; (b) análise dinâmica. No que diz respeito à análise estática, as forças aplicadas não dependem do tempo, sendo que a resposta da estrutura é obtida através de uma abordagem de equilíbrio estático. A análise dinâmica, embora possa apresentar alguns desafios, permite caracterizar completamente a resposta temporal da estrutura.

### 2.2.1. Análise estática

A análise estática é utilizada na análise do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, considerando a ação sísmica como uma força estática aplicada na estrutura. Utiliza-se esta abordagem principalmente para avaliar a segurança de estruturas em situações extremas de sismo, quando a resposta dinâmica da estrutura é desconhecida ou quando os efeitos dinâmicos podem ser negligenciáveis. Esta pode ser subdividida em três tipos principais: (a) análise estática linear; (b) análise estática não linear; (c) análise limite.

#### 2.2.1.1. Análise estática linear

A análise estática linear é uma técnica utilizada para avaliar a capacidade de uma estrutura resistir às ações sísmicas, sendo baseada em princípios de mecânica estrutural e assume que a estrutura em análise permanece em equilíbrio estático durante o sismo. Neste método assume-se que a resposta da estrutura é diretamente proporcional à carga aplicada, o que significa que a resposta para cargas superiores pode ser obtida através de uma escala. Este tipo de análise é apropriado para estruturas simples e com poucas irregularidades geométricas, que não estejam sujeitas a deslocamentos e deformações muito elevados (A. k. Chopra, 2011). É usualmente utilizada para dimensionar novas estruturas e, sendo que não tem em conta o comportamento não linear da alvenaria, não é um tipo de análise apropriado para avaliar o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria próximas do colapso (Ferreira et al., 2019). Uma outra desvantagem é o facto de ser apenas possível obter informações sobre a resposta estática da estrutura, que pode não ser suficiente para avaliar de forma completa o comportamento das estruturas, principalmente de edifícios altos e de geometria complexa, onde a resposta dinâmica pode ser relevante.

#### 2.2.1.2. Análise estática não linear

A análise estática não linear é a análise sísmica mais utilizada para avaliar o desempenho sísmico de edifícios de alvenaria existentes. Nesta abordagem, o comportamento não linear da alvenaria (Figura 6), como a fissuração e o esmagamento, é tido em consideração e a ação sísmica é aplicada através de cargas estáticas horizontais, sendo que estas podem ser proporcionais à massa ou à forma do modo fundamental da estrutura e são aumentadas até que ocorra o colapso do edifício. Geralmente, por se tratar de uma análise não linear, este processo requer a aplicação de vários parâmetros não lineares da

alvenaria e um método iterativo para obter a solução (análise implícita), podendo causar algumas dificuldades de convergência (Ferreira et al., 2019).

Apesar destes aspetos, a análise estática não linear é um método eficaz para simular o comportamento de estruturas de alvenaria e apresenta uma boa relação entre a precisão dos resultados obtidos e o esforço computacional requerido. Este fornece resultados fundamentais para avaliar a resposta de edifícios de alvenaria, como a curva de capacidade (força aplicada vs. deslocamento no ponto de controlo), onde é possível identificar o início do comportamento não linear e a capacidade máxima da estrutura, e as zonas da estrutura com concentração de dano (Ferreira et al., 2019).

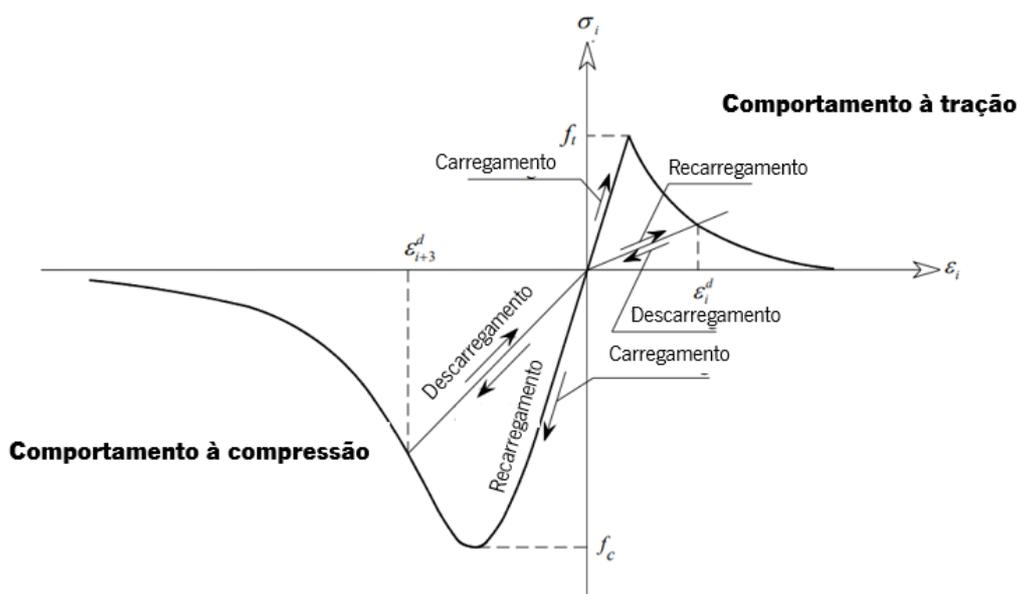


Figura 6 - Exemplo de comportamento não linear do material (adaptada de (Mendes, 2012)).

Na análise estática não linear através do método dos elementos finitos, a relação entre a força aplicada e deslocamentos não é linear. Tal como na análise linear, o objetivo é calcular o vetor dos deslocamentos que equilibra as forças internas e externas, no entanto, ao contrário da análise linear, nesta abordagem o vetor dos deslocamentos não pode ser imediatamente calculado, sendo necessário recorrer à aplicação da carga através de passos/incrementos de carga e a um método iterativo (DIANA FEA BV, 2023). Em geral, no método de integração implícito (ver Secção 2.3.1.) os incrementos de carga (com iterações até cumprir o critério de convergência) são superiores aos do método de integração explícito (sem iterações).

Existem diversos métodos iterativos disponíveis no método de integração implícito, nomeadamente: (a) método de Newton-Raphson; (b) método modificado de Newton-Raphson; (c) método Quasi-Newton; (d) método da rigidez linear.

No método de Newton-Raphson (Figura 7a), a matriz de rigidez é avaliada em cada iteração, ou seja, a previsão do incremento iterativo é determinado com base na última situação conhecida ou prevista, mesmo que isto não seja considerado um estado de equilíbrio. Este método tem uma característica de convergência quadrática, o que significa que, com apenas algumas iterações, o método converge rapidamente para a solução final. A sua desvantagem passa pelo facto de requerer a inversão da matriz de rigidez em cada uma das iterações, sendo este processo muito demorado, sobretudo em modelos de grandes dimensões. No que diz respeito ao método modificado de Newton-Raphson (Figura 7b), este apenas avalia a matriz de rigidez no início do incremento, o que significa que a previsão do incremento iterativo é sempre definido com base num estado de equilíbrio convergente. Posto isto, é usual o método modificado convergir para o equilíbrio mais lentamente que o método de Newton-Raphson, no entanto, apenas a previsão do incremento de deslocamento e o vetor das forças internas têm de ser calculados para cada iteração, não sendo necessária uma nova matriz de rigidez. O método Quasi-Newton (Figura 7c) usa essencialmente informações anteriores de vetores de solução e vetores de força fora de equilíbrio durante o incremento para alcançar uma melhor aproximação. Ao contrário do método de Newton-Raphson, esta abordagem não cria uma nova matriz de rigidez para todas as iterações. Por último, o método da rigidez linear (Figura 7d) utiliza sempre a matriz de rigidez linear, sendo considerado o método mais lento a convergir, no entanto, as suas iterações são mais rápidas pois a matriz de rigidez é definida apenas uma vez (DIANA FEA BV, 2023).

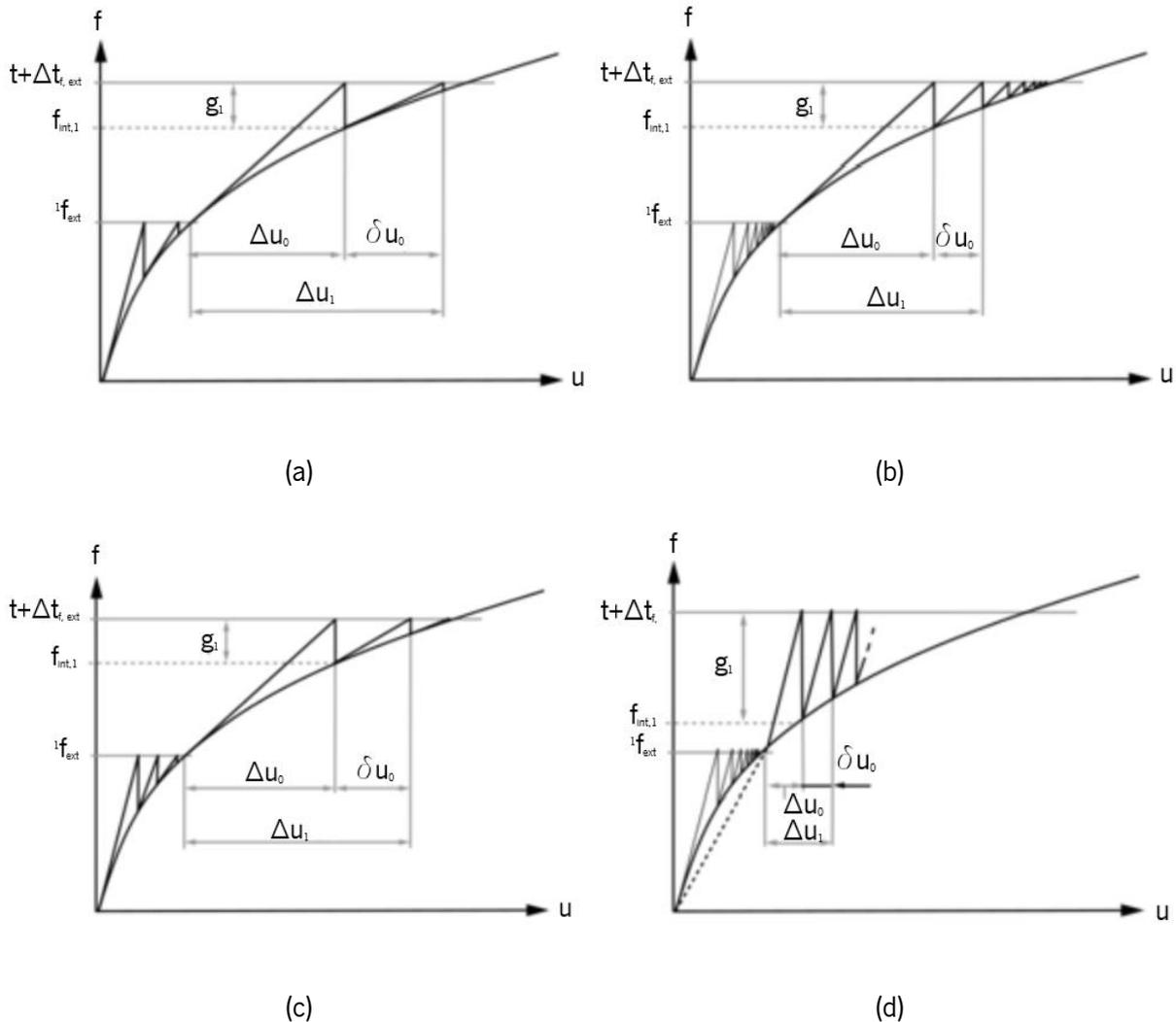


Figura 7 - Exemplos de iterações (adaptado de (DIANA FEA BV, 2023)): (a) método de Newton Raphson; (b) método modificado de Newton Raphson; (c) método Quasi-Newton; (d) método da rigidez linear.

O critério de convergência para o processo iterativo pode ser definido pelo utilizador, podendo ser dividido em três tipos (DIANA FEA BV, 2023): (a) norma de força; (b) norma de deslocamento; (c) norma de energia. Em cada um destes casos, o programa calcula a diferença entre iterações consecutivas e avalia se o resíduo da norma é inferior à tolerância definida, sendo que, se o valor desta for muito reduzido os resultados serão mais precisos mas haverão mais dificuldades de convergência, no entanto, com um valor de tolerância mais elevado os resultados serão menos precisos mas a convergência é alcançada mais facilmente. Posto isto, a escolha do valor da tolerância depende do tipo de problema em estudo, podendo também ser utilizado o valor de referência fornecido pelo programa de cálculo (neste caso apresentam-se os valores do DIANA) que, no caso do critério de convergência ser baseado na norma de força é de  $10^{-2}$ , de deslocamento é igualmente  $10^{-2}$  e no caso da energia é de  $10^{-4}$  (DIANA FEA BV, 2023).

Podem utilizar-se vários critérios de convergência em simultâneo. Pode-se também resolver o processo iterativo satisfazendo apenas um dos critérios. É possível indicar ao programa como proceder no caso de não haver convergência dentro de um número máximo de iterações. A opção por defeito, no caso do programa DIANA, é interromper a execução da análise, sendo que nenhum passo de carga adicional será executado. No entanto, existe a opção de aplicar passos de carga adicionais, onde a execução da análise irá continuar mas os resultados finais devem ser cuidadosamente verificados.

No programa DIANA, existem duas opções de tolerância: (a) tolerância para a convergência; (b) tolerância para a divergência. No primeiro caso, quando a norma é inferior ao valor da tolerância para a convergência, o programa assume que a precisão é cumprida, interrompe o processo iterativo e passa para o passo de carga seguinte. No segundo caso, quando o critério ultrapassa o valor da tolerância para a divergência, o programa assume que os resultados divergem e interrompe a análise não linear (DIANA FEA BV, 2023).

É ainda recomendável verificar o valor da norma do critério convergência nas iterações sem convergência, por forma a perceber o quão distante está do valor assumido para a convergência e ajudar à decisão para se obter a convergência, como por exemplo optar-se por aumentar o número de iterações, optar-se pode reduzir o incremento de carga ou optar-se por recorrer a outro método iterativo (DIANA FEA BV, 2023).

### 2.2.1.3. Análise limite

A análise limite é um tipo de análise estática que não requer um número elevado de propriedades dos materiais e não exige um esforço computacional muito elevado, fornecendo resultados sobre a capacidade de carga máxima da estrutura e o mecanismo de colapso que causou a falha. Esta análise pode ser efetuada através da abordagem estática ou cinemática, com o objetivo de determinar a carga máxima que uma estrutura poder suportar sem colapsar, tendo em consideração as condições de equilíbrio e a resistência do material.

Análise limite tem três teoremas associados(Figura 8): (a) teorema estático ou limite inferior, que indica que se o estado de tensão satisfaz as condições de equilíbrio e cedência, então a estrutura não entrará em rotura e o fator de carga de colapso é obtido através do fator de carga máxima; (b) teorema cinemático ou limite superior, que refere que se for encontrado um mecanismo cinemático admissível para o qual o trabalho das cargas externas excede o trabalho interno, então a estrutura entrará em rotura e o fator de

carga de colapso é obtido através do fator de carga mínimo; (c) teorema da unicidade, que afirma que se as condições de equilíbrio, mecanismo e cedência forem satisfeitas, então o fator de carga obtido em ambas as abordagens é o mesmo e igual ao fator de carga de colapso, sendo que este será obtido igualando os fatores de carga de ambas as abordagens usando, por exemplo, técnicas de otimização (Mendes, 2015).

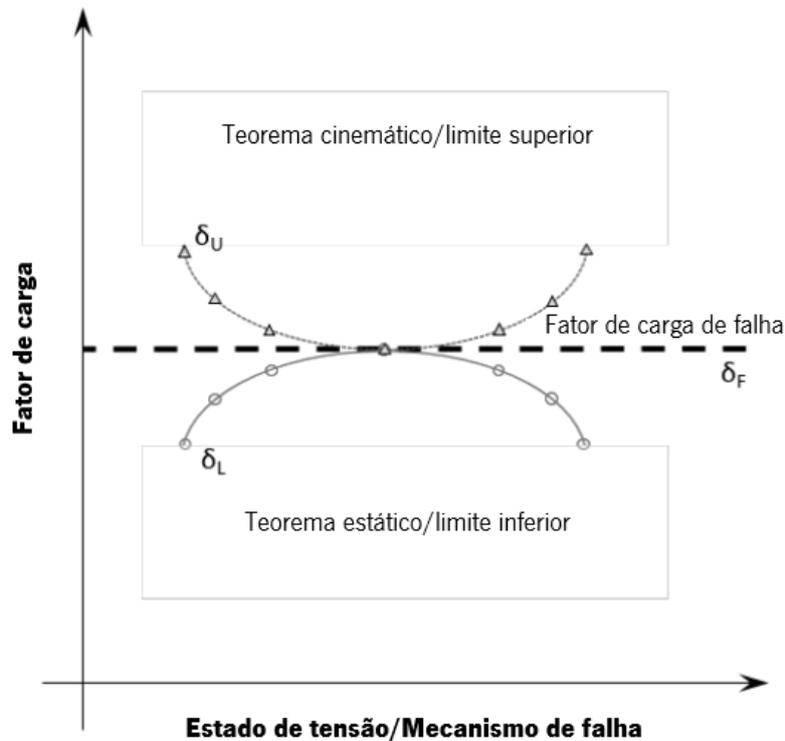


Figura 8 - Representação gráfica dos teoremas da análise limite (adaptada de (Mendes, 2015)).

### 2.2.2. Análise dinâmica

A análise dinâmica é um tipo de análise que permite avaliar o comportamento de uma estrutura quando esta é sujeita a uma ação dinâmica, como por exemplo um sismo. Esta fornece informações detalhadas sobre a resposta dinâmica da estrutura, como deslocamentos, acelerações e forças, que consideram os efeitos dinâmicos e que não podem ser obtidos diretamente através da análise estática. A análise dinâmica pode ser dividida nas seguintes categorias principais: (a) análise modal por espectro de resposta; (b) análise dinâmica não linear com integração no tempo.

#### 2.2.2.2. Análise modal por espectro de resposta

A análise modal por espectro de resposta é uma versão simplificada da análise dinâmica que permite utilizar espectros de resposta (Figura 9) para a verificação da estabilidade e dimensionamento de

estruturas. A análise modal consiste na transformação de um problema acoplado de  $N$  graus de liberdade em  $N$  problemas não acoplados com apenas um grau de liberdade, que podem ser resolvidos individualmente, sendo que, no final é possível combinar as soluções individuais para obter a solução do problema inicialmente acoplado (Fragiadakis, 2013). Este método possibilita a estimativa rápida de respostas de pico sem a necessidade de realizar a análise com integração no tempo (ver Secção 2.2.2.3), com recurso ao espectro de resposta elástica, que consiste na representação gráfica da amplitude máxima da resposta dinâmica de um sistema de um grau de liberdade em função da frequência de vibração. A análise através do espectro de resposta torna-se um tipo de análise muito importante pois baseia-se numa série de cálculos rápidos e simples, ao contrário da análise dinâmica com integração no tempo que requer a solução da equação diferencial do movimento ao longo do tempo (Fragiadakis, 2013).

Apesar de ser relativamente simples e rápida de utilizar, em geral, este tipo de análise assume um comportamento linear dos materiais, o que pode ser uma limitação para a verificação da estabilidade de estruturas de alvenaria. Apesar disto, existem também métodos de análise que recorrem a espectros de resposta inelásticos.

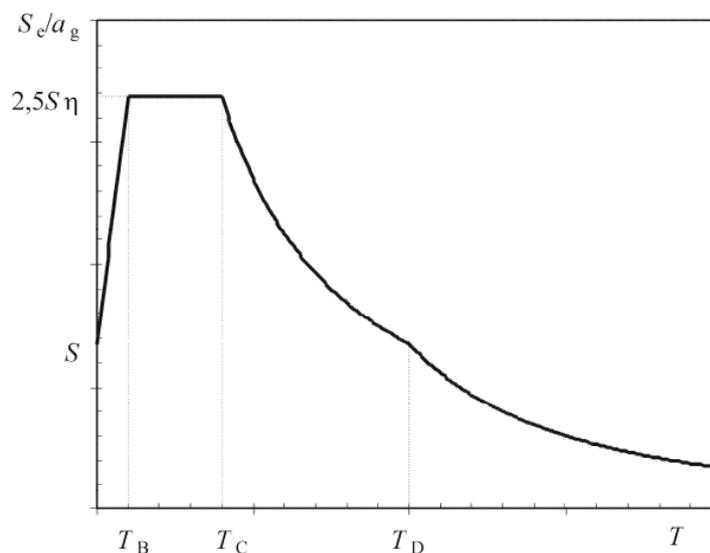


Figura 9 - Exemplo de espectro de resposta elástica (NP EN 1998-1, 1998).

### 2.2.2.3. Análise dinâmica com integração no tempo

A análise dinâmica com integração no tempo é considerada o tipo de análise mais avançado, na qual se aplicam acelerogramas na base da estrutura (Figura 10). Este tipo de análise pode ser linear ou não linear, dependendo se é assumida a não linearidade dos materiais e da geometria da estrutura em

estudo. No caso de estruturas em alvenaria, em geral, é utilizada a análise dinâmica não linear com integração no tempo, sendo a alvenaria um material com comportamento não linear.

Quando é necessária uma análise tridimensional da estrutura, a representação do movimento sísmico é constituída por três acelerogramas que atuam em simultâneo não correlacionáveis. Existem três principais tipos de acelerogramas (Bommer & Acevedo, 2004; NP EN 1998-1, 2010): (a) acelerograma artificial; (b) acelerograma registado (ou real); (c) acelerograma simulado. Os acelerogramas artificiais consistem em sinais gerados compatíveis com um espectro de resposta de aceleração elástico, e a sua duração deve ser compatível com a magnitude e com outras características do acontecimento sísmico relevantes para estabelecer o valor de  $ag$  (valor de cálculo da aceleração máxima à superfície para um solo do tipo A) (NP EN 1998-1, 2010). Com base no Eurocódigo 8 - Parte 1, no caso da falta de dados específicos do local, é estabelecida que a duração mínima TS da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser 10 s (NP EN 1998-1, 2010). Os acelerogramas registados (ou reais) são registos dos movimentos provocados por sismos que ocorreram no passado. Uma das vantagens da utilização deste tipo de acelerograma são as características do movimento que este fornece (amplitude, frequência, energia, duração, etc.). No que diz respeito aos acelerogramas simulados, estes podem ser utilizados, por exemplo, quando o número de acelerogramas registados é muito reduzido ou quando não existem acelerogramas reais que cumpram as exigências da magnitude (sobretudo para magnitudes muito elevadas). Estes são maioritariamente gerados através de métodos de modelação determinísticos ou estocásticos, sendo que, em geral, movimentos com períodos longos comportam-se de forma determinística e os movimentos com períodos curtos de forma estocástica (Beatriz et al., 2003).

Este tipo de análise não é o mais utilizado para a avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria existentes, uma vez que é necessária a aplicação de várias propriedades de materiais não lineares da alvenaria, coeficientes de amortecimento e ferramentas matemáticas avançadas para a resolução das equações de movimento para cada intervalo de tempo. Apesar da análise dinâmica não linear com integração no tempo oferecer resultados precisos e detalhados sobre a resposta dinâmica da estrutura, tem como desvantagem o facto de necessitar de conhecimento avançado em análise de estruturas, interpretação de resultados e um esforço computacional muito elevado (Ferreira et al., 2019).

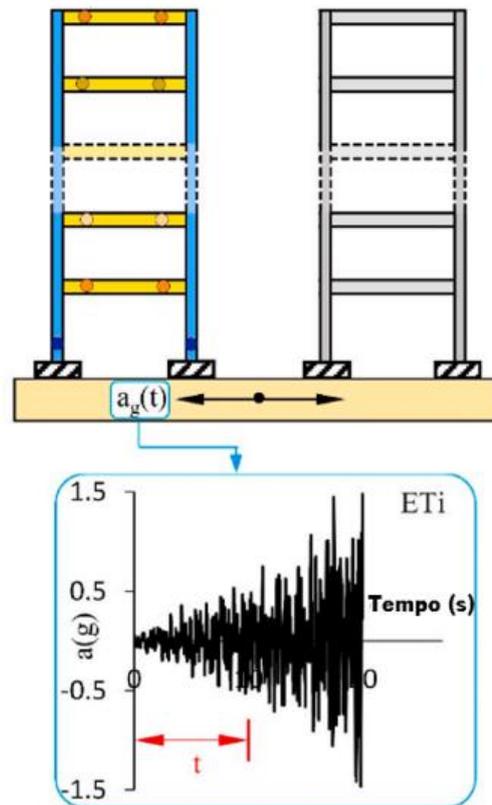


Figura 10 – Representação de um acelerograma e a sua aplicação na base de uma estrutura (adaptado de (Mohsenian et al., 2022)).

### 2.3. Métodos de integração direta no tempo

De acordo com o A. K. Chopra (2007), as características fundamentais para definir um sistema dinâmico são a massa, as propriedades elásticas ou de rigidez e o amortecimento. A equação do movimento que descreve o movimento de um sistema após a aplicação de uma força externa pode ser formulada da seguinte forma:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (1)$$

Esta equação é conhecida por relacionar a massa  $M$ , o amortecimento  $C$  e a rigidez  $K$  com as forças externas  $f(t)$ , e com o movimento definido pelas acelerações  $\ddot{u}$ , velocidades  $\dot{u}$  e deslocamentos  $u$  (Oliveira, 2017).

Para sistemas de um grau de liberdade (Figura 11), a equação de equilíbrio dinâmico é constituída pelas forças de amortecimento  $F_c$ , dadas por  $F_c = C\dot{u}$ , as forças elásticas  $F_e$ , dadas por  $F_e = Ku$ , e as forças externas  $f(t)$ . Esta é uma equação diferencial ordinária de segunda ordem, que pode ser resolvida de

várias formas dependendo das características do sistema. Estas formas de resolução podem ser classificadas em dois grupos: (a) métodos analíticos contínuos; (b) métodos numéricos passo a passo (Oliveira, 2017).

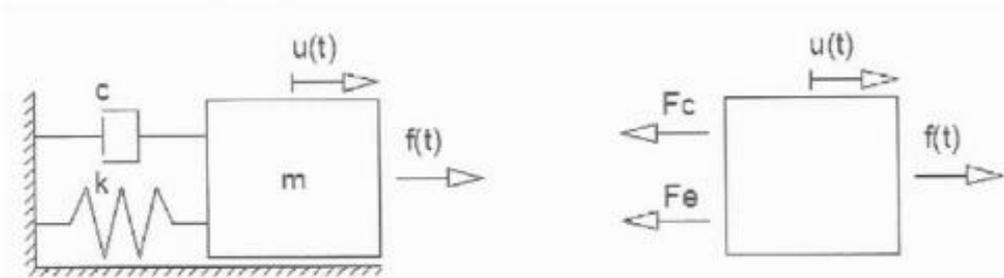


Figura 11 - Modelo das grandezas para um sistema de um grau de liberdade (Oliveira, 2017).

No que diz respeito aos métodos analíticos contínuos, estes geralmente só funcionam quando as características do sistema são fisicamente lineares, o que significa que a massa, a rigidez e o amortecimento são constantes ao longo do tempo, e os deslocamentos são dados em forma de função, de forma que seja possível a obtenção do deslocamento, velocidade e aceleração em qualquer instante. Estes métodos não são desenvolvidos nesta dissertação, pois o objetivo da mesma não envolve estes métodos. Os métodos numéricos passo a passo podem ser aplicados a sistemas com características não lineares. No entanto, como é predefinido um intervalo de tempo, apenas é possível obter a resposta do sistema em instantes predefinidos, sendo que a solução para instantes intermédios deve ser obtida com recurso a interpolações (Oliveira, 2017).

A única solução prática para a análise dinâmica não linear no tempo envolve a utilização de métodos de integração direta no tempo, que podem ser classificados como métodos implícitos e explícitos. Este procedimento envolve a integração direta das equações do movimento do sistema no domínio do tempo, sem que estas sofram quaisquer transformações. Na integração direta no tempo, as equações do movimento são satisfeitas apenas em intervalos de tempo  $\Delta t$ .

Tendo em conta as condições de equilíbrio em diferentes momentos para resolver as equações do movimento no tempo  $t + \Delta t$ , os métodos implícitos utilizam estas equações no tempo  $t + \Delta t$ , enquanto os métodos explícitos utilizam as equações do movimento no tempo  $t$  para obter a solução desejada no tempo  $t + \Delta t$  (Hughes et al, 1979 citado (Yang, 2019)). Também é possível distinguir ambos pelo facto de os métodos implícitos serem completamente estáveis, o que significa que não apresentam restrições no intervalo de tempo utilizado na análise, no entanto, a obtenção da solução para um conjunto de

equações envolve a realização de iterações até a norma de convergência ser cumprida. Já os métodos explícitos são condicionalmente estáveis, o que significa que o intervalo de tempo deve ser relativamente pequeno, e inferior ao intervalo de tempo crítico (menor intervalo de tempo que pode ser utilizado sem causar instabilidade numérica na solução, sendo o seu valor baseado nas propriedades do material e da geometria da estrutura em análise), para assegurar uma solução válida para o problema. No entanto, estes resolvem diretamente as equações e determinam a solução no final de cada intervalo de tempo sem a necessidade de utilização de iterações (Yang, 2019).

Existem várias propriedades que diferem entre ambos os métodos apresentados, tais como o esforço computacional e a estabilidade do próprio método. De forma a diminuir o esforço computacional e assegurar uma solução válida, é importante perceber as vantagens e desvantagens de cada um destes e avaliar a sua utilização para cada tipo de problema (Yang, 2019).

Em geral, os métodos implícitos são mais eficazes para a resolução de problemas estruturais dinâmicos, onde a resposta é controlada por um número relativamente pequeno de modos de baixa frequência, enquanto os métodos explícitos são mais eficientes para problemas de propagação de ondas, onde a contribuição dos modos estruturais com frequências intermédias e altas para a resposta se torna importante ((Subbaraj & Dokainish, 1989) citado em (Reza Javanmardi, 2012)).

### 2.3.1. Método implícito

O tipo de métodos implícitos mais utilizados na resolução das equações dinâmicas de movimento é o método de integração de Newmark ((A. K. Chopra, 2007; Humar, 2002; Subbaraj & Dokainish, 1989) citado em (Reza Javanmardi, 2012)). Para sistemas não lineares, a equação do movimento a ser resolvida é ((A. K. Chopra, 2007; Humar, 2002) citado em (Reza Javanmardi, 2012)):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + fs(u, \dot{u}) = P(t) \quad (2)$$

onde  $M$  é a matriz de massa e  $C$  a matriz de amortecimento;  $fs$  o vetor da força interna e  $P$  o vetor da força externa;  $u$  o vetor dos deslocamentos,  $\dot{u}$  o vetor das velocidades e  $\ddot{u}$  o vetor das acelerações. Para  $t = i$ , a equação (2) apresenta a seguinte forma:

$$M\ddot{u}_i + C\dot{u}_i + fs_i = P_i \quad (3)$$

Utilizando intervalos de tempo constantes ( $\Delta t_i = \Delta t$ ), o método de Newmark é baseado nas seguintes considerações:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (4)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)\Delta t^2]\ddot{u}_i + (\beta\Delta t^2)\ddot{u}_{i+1} \quad (5)$$

onde  $\gamma$  e  $\beta$  são parâmetros que definem a variação da aceleração no intervalo de tempo (método da aceleração média:  $\gamma=1/2$  e  $\beta=1/4$ ; método da aceleração linear:  $\gamma=1/2$  e  $\beta=1/6$ ).

O método de Newmark é considerado estável se, ((A. K. Chopra, 2007; Humar, 2002) citado em (Reza Javanmardi, 2012)):

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2(\gamma-2\beta)}} \quad (6)$$

onde  $T_n$  é o período mais curto do sistema. Substituindo os valores de  $\gamma$  e  $\beta$  na equação anterior, verifica-se que o método da aceleração média é completamente estável, o que é uma das maiores vantagens deste método, e o método de acelerações lineares é condicionalmente estável se  $\Delta t/T_n \leq 0.551$ . Posto isto, a equação (3) na sua forma incremental é a seguinte:

$$M\Delta\ddot{u}_i + C\Delta\dot{u}_i + \Delta f_{s_i} = \Delta P_i \quad (7)$$

onde:

$$\Delta\dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i \quad ; \quad \Delta\ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i \quad ; \quad \Delta P_i = P_{i+1} - P_i \quad (8)$$

As equações (4) e (5) podem ser reescritas da seguinte forma:

$$\Delta\dot{u}_i = (\Delta t)\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{\Delta}u_i \quad (9)$$

$$\Delta u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{u}_i + (\beta\Delta t^2)\ddot{\Delta}u_i \quad (10)$$

Colocando a equação (10) em função de  $\Delta\ddot{u}_i$ :

$$\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t^2)} \Delta u_i - \frac{1}{\beta(\Delta t)} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (11)$$

e substituindo esta equação na equação (9):

$$\Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \quad (12)$$

Na solução das equações incrementais não lineares através do método implícito, o método de Newton-Raphson é um dos métodos iterativos mais utilizadas (ver Secção 2.2.1.2).

Para a resolução da equação (7) é necessária a matriz de rigidez secante, que não pode ser determinada neste instante de tempo, uma vez que o  $u_{i+1}$  ainda não é conhecido. Posto isto, esta matriz é substituída no início de cada iteração pela tangente da matriz de rigidez, e o  $\Delta f_{s_i}$  é substituído por  $K_T \Delta u_i$ . De seguida, substitui-se a equação (11) e (12) na equação (7), obtendo-se:

$$K_i^* \Delta u_i = \Delta P_i^* \quad (13)$$

onde,

$$K_i^* = K_T + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} C + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} M \quad (14)$$

$$\Delta P_i^* = \Delta P_i + \left( \frac{1}{\beta(\Delta t)} \dot{u}_i + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \right) M + \left( \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}_i \right) C \quad (15)$$

A matriz  $K_T$  na equação (14) é a matriz de rigidez tangente, que pode ser obtida através da assemblagem da matriz de rigidez tangente dos elementos ( $K_e$ ) ((Asghar Bhatti, 2006) citado em (Reza Javanmardi, 2012)):

$$K_e = \int B \bar{F}^T D \bar{F} B^T dV^0 \quad (16)$$

O  $D$  na equação (16) é um tensor de elasticidade de quarta ordem, onde os seus componentes são obtidos pela diferenciação de relações consecutivas entre os esforços de segunda ordem de Piola-

Kirchhoff e as extensões de Green-Lagrange. O  $\mathcal{V}^\rho$  representa o volume discretizado em elementos finitos (DIANA FEA BV, 2023).

O  $B$  é definido da seguinte forma, ((Asghar Bhatti, 2006) citado em (Reza Javanmardi, 2012)):

$$B = \sum_{s=1}^{\text{Num. nós}} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_s}{\partial x^0} & 0 \\ \frac{\partial N_s}{\partial y^0} & \frac{\partial N_s}{\partial x^0} \\ 0 & \frac{\partial N_s}{\partial y^0} \end{bmatrix} \quad (17)$$

onde  $N_i$  é função de forma de cada nó, do elemento 2D, e  $\bar{F}$  pode ser definido pela seguinte matriz ((Asghar Bhatti, 2006) citado em (Reza Javanmardi, 2012)):

$$\bar{F} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial x^0} & 0 & \frac{\partial y}{\partial x^0} & 0 \\ 0 & \frac{\partial x}{\partial y^0} & 0 & \frac{\partial y}{\partial y^0} \\ \frac{\partial x}{\partial y^0} & \frac{\partial x}{\partial x^0} & \frac{\partial y}{\partial y^0} & \frac{\partial y}{\partial x^0} \end{bmatrix} \quad (18)$$

Na Tabela 1 apresenta-se o processo computacional passo a passo para o método de Newmark, tendo sido adotado para as iterações de cada intervalo de tempo o método modificado de Newton-Raphson. Neste caso,  $u_0$  representa o vetor do deslocamento inicial,  $\dot{u}_0$  o vetor da velocidade inicial,  $S_0$  o tensor de tensões de Piola-Kirchhoff inicial,  $F$  o gradiente de deformação (e é calculado para  $u_i$ ), e  $\psi$  a força residual. A seleção do  $\Delta t$  deve satisfazer a equação (6). Para a obtenção de  $\ddot{u}_{i+1}$  pode-se combinar a segunda equação (8) com a equação (12), ou através da equação do movimento (2) para  $i+1$  (Reza Javanmardi, 2012).

Tabela 1 - Processo computacional para o método de Newmark (Reza Javanmardi, 2012).

1. Cálculo das condições iniciais	2. Cálculo para cada passo no tempo i	3. Iterações através do método modificado de Newton-Raphson para cada passo no tempo i
$fs_0^0 = \left( \int BF^T SdV^0 \right)_0^0$	Para i=0 número de passos no tempo	Enquanto (tolerância > ε), j=j+1
$\ddot{u}_0 = (P - C\dot{u}_0 - fs_0^0) / M$	$\Delta P_i^* = \Delta P_i + \left( \frac{1}{\beta(\Delta t)} \dot{u}_i + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \right) M + \left( \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}_i \right) C$	$du^j = \frac{\Delta \Psi^j}{K_i^*}$
Selecionar Δt	$\Delta \Psi^1 = \Delta P_i^*, \Delta u^* = 0, j=0$	$u_i = u_i + du^j$
$K_p^* = \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} C + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} M$	$K_e = \int BF^T DFB^T dV^0$	$\Delta u^* = \Delta u^* + du^j$
	Juntando $K_e$ para obter $K_T$	$S_{i+1}^j = (F^{-1} \sigma F^T \det(F))_i^j$
	$K_i^* = K_T + K_p^*$	$fs_{i+1}^j = \left( \int BF^T SdV^0 \right)_{i+1}^j$
		$\Delta \Psi^{j+1} = \Delta \Psi^j - (fs_{i+1}^j - fs_{i+1}^{j-1}) + K_p^* du^j$
		Tolerância = $\frac{(\Delta \Psi^{j+1})^T du^j}{(\Delta P_i^*)^T \Delta u^*}$
		Enquanto
		$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} \Delta u^* - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$
		$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i$
		$\Delta \ddot{u}_i = \frac{P_{i+1} - fs_{i+1}^j - C\dot{u}_{i+1}}{M}$
		Terminar para i = i+1

### 2.3.2. Método explícito

O método das diferenças centrais é um dos métodos explícitos de integração no tempo mais utilizado para a resolução de problemas estruturais dinâmicos não lineares. Nesta formulação, são utilizadas expressões padrão das diferenças centrais que relacionam as derivadas temporais do deslocamento (velocidade e aceleração) com os valores do deslocamento nos intervalos de tempo ((A. K. Chopra, 2007; Humar, 2002) citado em (Reza Javanmardi, 2012)).

Utilizando intervalos de tempo constantes ( $\Delta t_i = \Delta t$ ), as expressões das diferenças centrais para a velocidade e aceleração são:

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} \quad (19)$$

$$\ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} \quad (20)$$

Substituindo as equações (19) e (20) na equação (3) e reorganizando os termos de forma que todos os termos conhecidos estejam posicionados à direita e os restantes à esquerda, obtemos:

$$\left[ \frac{M}{(\Delta t)^2} + \frac{C}{2\Delta t} \right] u_{i+1} = P_i - f_{s_i} - \left[ \frac{M}{(\Delta t)^2} + \frac{C}{2\Delta t} \right] u_{i-1} + \left[ \frac{2M}{(\Delta t)^2} \right] u_i \quad (21)$$

que pode ser resolvido para  $u_{i+1}$ . O método das diferenças centrais é condicionalmente estável e o critério específico para esta estabilidade é:

$$\frac{\Delta t}{T_n} < \frac{1}{\pi} \quad (22)$$

De notar que, no cálculo do  $u_{i+1}$ , a matriz global  $K_T$  não tem de ser elaborada a partir da matriz de elemento  $K_e$ , mesmo no caso de sistemas não lineares. Como alternativa, o  $f_{s_i}$  força nodal interna da estrutura, é avaliada no tempo  $i$  através de ((Asghar Bhatti, 2006) ciado em (Reza Javanmardi, 2012)):

$$f_{s_i} = \left( \int B \bar{F}^T S dV^0 \right)_i \quad (23)$$

onde  $S$  é o tensor de tensões de Piola-Kirchhoff de segunda ordem.

A Tabela 2 apresenta o processo computacional passo a passo para o método das diferenças centrais. Neste caso,  $u_0$  representa o vetor do deslocamento inicial,  $\dot{u}_0$  o vetor da velocidade inicial,  $S_0$  o tensor de tensões de Piola-Kirchhoff inicial,  $F$  o gradiente de deformação e  $\sigma$  as tensões de Cauchy. A seleção do  $\Delta t$  deve satisfazer a equação (22).

Tabela 2 – Processo computacional para o método das diferenças centrais (Reza Javanmardi, 2012).

1. Cálculo das condições iniciais	2. Cálculo das constantes iniciais	3. Cálculo para cada passo no tempo i
$\ddot{u}_0 = (P - C\dot{u}_0 - Ku_0) / M$	$K^* = \frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t}$	Para $i=0$ , número de passos no tempo
$fs_0 = \left( \int BF^T SdV^0 \right)_0$	$a = \frac{M}{\Delta t^2} - \frac{C}{2\Delta t}$	$P_i^* = P_i - fs_i - au_{i-1} + bu_i$
Selação de $\Delta t$	$b = \frac{2M}{\Delta t^2}$	$u_{i+1} = P_i^* / K^*$
$u_{.1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0$		$S_{i+1} = (F^{-1} \sigma F^T \det(F))_{i+1}$
		$fs_{i+1} = \left( \int BF^T SdV^0 \right)_{i+1}$
		Terminar para $i=i+1$

Nos métodos explícitos, o estado do modelo avança através de um intervalo de tempo,  $\Delta t$ , baseado no estado do modelo no início do incremento de tempo  $t$ . O tempo máximo que se pode avançar, mantendo uma representação precisa do problema, é geralmente bastante curto sendo que, se o intervalo de tempo for maior que este tempo máximo, diz-se que o incremento excedeu o limite de estabilidade. Um dos possíveis efeitos quando este limite é ultrapassado é a instabilidade numérica, que pode levar uma solução ilimitada. Geralmente, não é possível determinar de forma exata o limite de estabilidade, sendo então utilizadas estimativas conservativas, pois este limite tem um efeito importante na precisão da solução (Dassault Systèmes, 2014).

### 2.3.3. Elementos finitos com integração completa e integração reduzida

Na maioria das análises através de elementos finitos, a matriz de rigidez do elemento é calculada e depois invertida de forma a obter os deslocamentos do elemento ((TWI, n.d.) citado em (Mostafawi, 2014)). Para modelos mais complexos, é essencial a utilização da integração numérica para calcular a matriz de rigidez, sendo que no caso de elementos finitos se utiliza o método da quadratura de Gauss, onde a função é integrada através do cálculo de vários pontos e da otimização das suas posições, conhecidos como pontos de Gauss (Mostafawi, 2014). É possível distinguir dois métodos de integração diferentes: (a) integração completa; (b) integração reduzida.

A integração completa refere-se ao número de pontos de Gauss necessários para integrar de forma exata os termos polinomiais presentes na matriz de rigidez de um elemento, desde que este elemento possua uma forma regular. No que diz respeito a elementos hexaédricos e quadriláteros, considera-se que estes apresentam uma forma regular quando as arestas são retas e exibem ângulos retos entre elas e quando quaisquer nós presentes nas arestas se encontram no ponto médio destas. Elementos lineares totalmente integrados utilizam dois pontos de integração em cada direção (Figura 12a), enquanto elementos quadráticos totalmente integrados (utilizados nos métodos implícitos) utilizam três pontos de integração em cada direção (Figura 12b) (Dassault Systèmes, 2014).

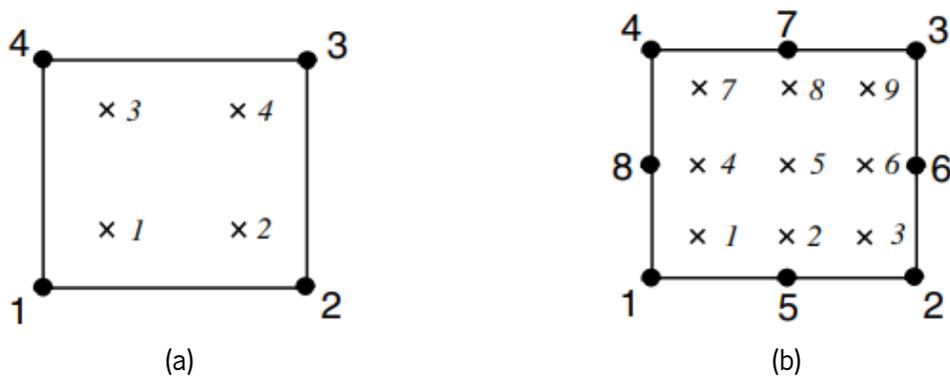


Figura 12 – Pontos de integração na integração completa de (a) elementos lineares; (b) elementos quadráticos (Dassault Systèmes, 2014).

Como demonstrado no manual (Dassault Systèmes, 2014), o bloqueio da deformação de corte (*shear locking*), que ocorre quando elementos quadráticos estão sujeitos à flexão, ou uma deformação equivalente, apresentando um comportamento mais rígido do que deveria ser na realidade (Lourenço & Gaetani, 2022), resulta numa rigidez à flexão muito elevada nos elementos. Considerando uma pequena parte do material numa estrutura sujeita a flexão pura, o material deforma-se de forma que as suas fibras, que eram inicialmente paralelas ao eixo horizontal, assumam uma curvatura constante, as fibras ao longo da espessura deste permanecem retas e o ângulo entre as fibras verticais e horizontais mantém-se constante e igual a  $90^\circ$  (Figura 13a). As extremidades de um elemento linear são incapazes de se curvar. Assim, se esta pequena parte de material for modelada utilizando um elemento único, a aresta superior aumenta de comprimento, indicando que a tensão na direção horizontal é de tração, enquanto na aresta inferior o comprimento diminuiu, indicando que a tensão é de compressão. O ângulo entre as fibras horizontais e verticais não é  $90^\circ$ , como inicialmente, o que significa que a tensão de corte nos pontos de integração não é nula (Figura 13b), o que não é correto, uma vez que a tensão de corte de um material sujeito a flexão pura é nula. Isto acontece porque, sendo as extremidades do elemento

incapazes de se curvar, a energia de deformação cria deformações por corte ao invés de deformações por flexão, chegando à conclusão de que o elemento é muito rígido. Esta problemática apenas afeta elementos lineares totalmente integrados sujeitos a cargas de flexão, sendo que estes funcionam perfeitamente no caso de cargas axiais ou de corte. No caso de elementos quadráticos totalmente integrados, o bloqueio da deformação de corte não é um problema, pois as suas extremidades podem curvar-se (Figura 13c) (Dassault Systèmes, 2014).

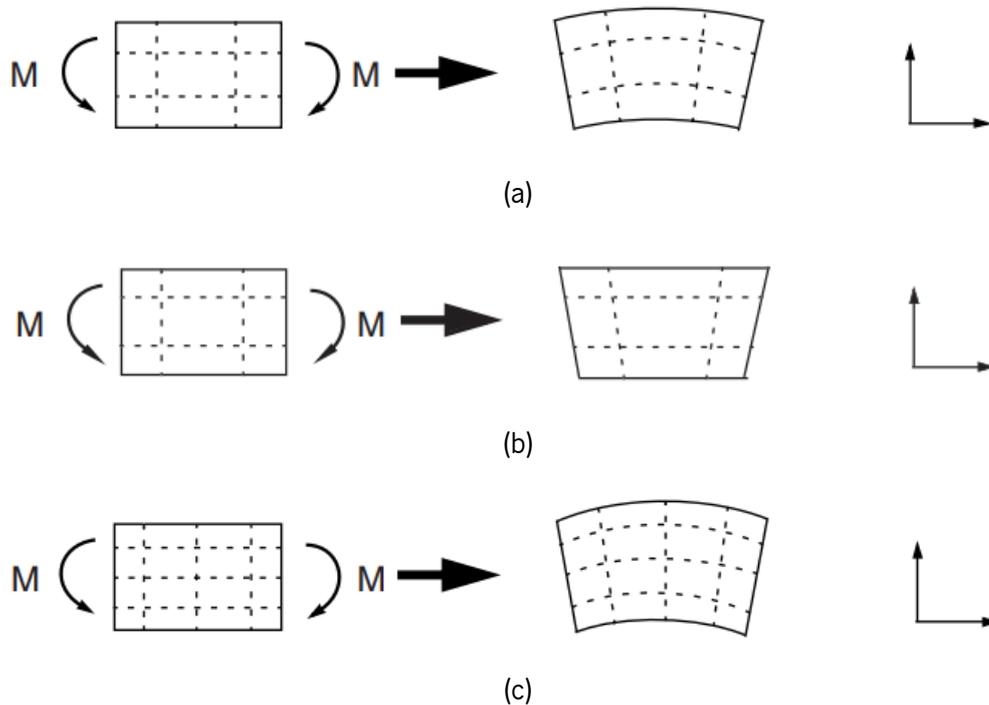


Figura 13 - Deformação à flexão pura: (a) de um material; (b) de um elemento linear totalmente integrado; (c) de um elemento quadrático totalmente integrado (adaptado de (Dassault Systèmes, 2014)).

Os elementos lineares totalmente integrados devem ser usados apenas quando é certo que as cargas aplicadas provocam esforços de flexão reduzidos no modelo. Os elementos quadráticos totalmente integrados podem não funcionar corretamente em estados tensão complexos, sendo que os resultados devem ser cuidadosamente revistos nestes casos. No entanto, este tipo de elementos é bastante útil na modelação de áreas com concentrações de tensões locais (Dassault Systèmes, 2014).

A integração reduzida usa menos pontos de Gauss em comparação com a integração completa. Um maior número de pontos de Gauss leva a uma solução com mais precisão, no entanto aumenta a duração da análise. Assim, as vantagens de utilizar apenas um ponto de integração por elemento (localizado no centro do mesmo) é a redução do tempo de computação, a ausência da problemática do bloqueio da

deformação de corte (Mostafawi, 2014; Nochebuena-Mora et al., 2022) e, apresentando um certo número de elementos reduzidos na espessura, estes podem curvar-se e apresentar deformações similares às reais (Abaqus Unified FEA, 2014). A desvantagem deste tipo de integração passa pela possibilidade da aparição de problemas de instabilidade na malha, mais conhecidos como modos espúrios (*hourglass*). Este problema pode ocorrer em elementos sólidos com baixo nível de integração e em elementos de casca com tensões nulas. No entanto, os modos espúrios são mais preocupantes no caso da utilização de apenas um ponto de integração localizado no centro do elemento, pois este ponto único não é suficiente para capturar a deformação do elemento provocada pela flexão (Mostafawi, 2014). Como é possível observar na Figura 14, não ocorre alteração do comprimento do elemento no ponto de integração, o que implica que não são detetadas deformações neste ponto.

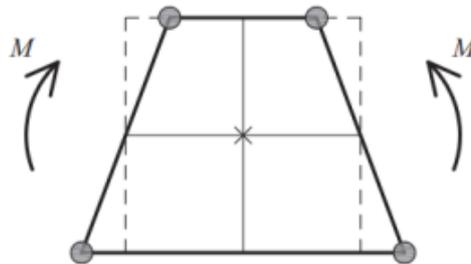


Figura 14 - Comportamento à flexão no caso de integração reduzida com um único ponto de integração localizado no centro (adaptado de (Nochebuena-Mora et al., 2022)).

Existem várias estratégias para reduzir a os modos espúrios, entre elas encontram-se o refinamento e regularidade da malha, a distribuição da carga em vários nós (evitar a concentração de carga num único nó) e a aplicação de forças artificiais nos elementos. No que diz respeito à última estratégia, existem cinco métodos disponíveis no programa Abaqus para controlar os modos espúrios: (a) método de relaxação da rigidez; o método da viscoelasticidade de Kelvin, sendo este dividido em (b) rigidez pura, (c) viscosidade pura e (d) combinado; e finalmente (e) método melhorado de controlo dos modos espúrios (Mostafawi, 2014).

(a) Método de relaxação da rigidez (*relax stiffness*)

$$Q = \int_0^t sK(t-t') \frac{dq}{dt'} dt' \quad (24)$$

O método de relaxação da rigidez é definido pela equação (24), onde o  $q$  é a magnitude dos modos espúrios, o  $Q$  é a força/momento que corresponde ao  $q$ ,  $K$  é a rigidez dos modos espúrios determinada pelo Abaqus e  $s$  é um fator de escala. Os fatores de escala são adimensionais e estão associados a graus de liberdade de translação específicos (Dassault Systèmes, 2014). Este é o método padrão utilizado pelo Abaqus (sendo que o valor padrão para o fator de escala é 1), recomendado para métodos de integração explícitos em problemas quasi-estáticos e dinâmicos (nas primeiras etapas da análise onde uma carga dinâmica repentina é mais provável) (Dassault Systèmes, 2014).

Os seguintes métodos utilizados para controlar os modos espúrios são variações do método da viscoelasticidade de Kelvin, determinado pela equação (25). Esta formulação geral tem a rigidez (através da rigidez linear  $K$ ) e a viscosidade (através do coeficiente de viscosidade linear  $C$ ) como casos limitantes, sendo que quando estes se combinam, o termo da rigidez atua para manter a resistência nominal aos modos espúrios ao longo da simulação e o termo da viscosidade gera resistência adicional aos modos espúrios sob condições de carregamentos dinâmicos (Dassault Systèmes, 2014). O fator  $\alpha$  controla o peso da rigidez e da viscosidade.

$$Q=s[(1 - \alpha)Kq + \alpha C \frac{dq}{dt}] \quad (25)$$

Existem três abordagens possíveis para este método no Abaqus:

(b) Método da rigidez pura (*pure stiffness*)

Quando o método da rigidez pura é utilizado, o fator  $\alpha$  é definido como sendo nulo, eliminando assim a parte relativa à viscosidade e mantendo apenas a rigidez. Assim, as forças produzidas são proporcionais somente às componentes dos deslocamentos nodais (Dassault Systèmes, 2014). Este método pode ser utilizado para ambos os métodos de integração explícitos e implícitos, sendo recomendado para problemas quasi-estáticos e dinâmicos (Dassault Systèmes, 2014).

(c) Método da viscosidade pura (*pure viscous*)

A diferença entre a rigidez pura e a viscosidade pura é que, no caso da viscosidade pura, são produzidas forças correspondentes aos modos espúrios que são proporcionais às componentes das velocidades nodais (Dassault Systèmes, 2014). Neste método, o fator  $\alpha$  é definido como 1,

eliminando a parte relativa à rigidez e deixando apenas a parte relativa à viscosidade. Este é normalmente utilizado nos métodos de integração explícitos em problemas de simulações dinâmicas com elevado esforço computacional (Dassault Systèmes, 2014).

(d) Combinado (*combined*)

O método combinado é uma combinação linear da rigidez e da viscosidade. O fator  $\alpha$  deve estar compreendido num intervalo entre 0 e 1, onde o valor é definido depende do tipo do problema, sendo o valor padrão do Abaqus igual a 0.5. Este tipo de controlo dos modos espúrios deve ser utilizado no caso dos métodos de integração explícitos (Dassault Systèmes, 2014).

(e) Método melhorado de controlo dos modos espúrios (*enhanced*)

Este método é um refinamento do método da rigidez pura. Neste caso, os coeficientes de rigidez não necessitam de fatores de escala e são baseados no método melhorado das extensões (Dassault Systèmes, 2014). Este corresponde a uma abordagem onde se utilizam elementos de extensão melhorados, conhecidos por apresentarem um bom desempenho em situações especiais de incompressibilidade e flexão. É recomendável para problemas que apresentam geometrias/materiais não lineares. Para informação mais detalhada sobre este método, ver (Elsevier et al., 1996; Wriggers & Korelc, 1996). Este método é um tipo de controlo adequado para ambos os métodos de integração explícitos e implícitos, no caso de problemas de malhas grosseiras com materiais elásticos lineares ou para materiais hiperelásticos. No entanto, este não deve ser utilizado em problemas de flexão com materiais que têm plasticidade, pois pode apresentar uma solução com excesso de rigidez (Dassault Systèmes, 2014).

#### 2.3.4. Energia artificial em elementos com integração reduzida

Uma das principais origens de erros na utilização da integração reduzida está relacionada com a energia artificial. Nestes casos, durante a resolução do problema através do método dos elementos finitos, são adicionadas forças artificiais para controlar os efeitos dos modos espúrios nas partes do modelo que se começam a deformar. A rigidez artificial é então convertida em energia artificial, que pode aumentar durante a análise e atingir valores comparáveis aos das energias físicas (Martin, 2010). No caso de problemas dinâmicos, o critério utilizado para garantir resultados confiáveis é admitir uma energia artificial máxima de 5 a 10% da energia interna (Amdahl et al., 2016; Guerreiro, 2019; Zheng et al., 2018).

No estudo desenvolvido por Nochebuena-Mora et al. (2022) foi elaborada uma análise comparativa entre quatro modelos distintos de uma fachada de um edifício, onde o primeiro (3F) corresponde a um modelo com três elementos completamente integrados ao longo da espessura da fachada e os três modelos seguintes (3R, 4R e 6R) correspondem a um modelo com três, quatro e seis elementos de integração reduzida, respetivamente, ao longo da espessura dos elementos onde pode ocorrer flexão. A avaliação do desempenho destes modelos, relativamente à energia e ao tempo de análise, apresenta-se na Tabela 3, realçando-se que o rácio entre a energia total (ET) e o trabalho externo deve ser inferior a 1%, e que, neste caso, foi atribuído um limite de 5% para o rácio entre a energia artificial (EA) e a energia interna. De referir que foram utilizados dois métodos de controlo dos modos espúrios nestes modelos, nomeadamente o método melhorado de controlo dos modos espúrios, por forma a minimizar estes modos nos elementos de ligação aos pavimentos e ao telhado, e o método da rigidez pura (com um fator igual a 0.01) nos restantes elementos. Variou-se ainda a escala da intensidade do sismo, começando com 10%, seguindo-se de 25%, 50% e terminando com 75%.

Tabela 3 - Sumário dos resultados obtidos (adaptado de (Nochebuena-Mora et al., 2022)).

Intensidade	Modelo 6R			Modelo 3F			Modelo 4R			Modelo 3R		
	Tempo	ET (%)	EA (%)	Tempo	ET (%)	EA (%)	Tempo	ET (%)	EA (%)	Tempo	ET (%)	EA (%)
10%	23h 53min	0.26	0.29	22h 57min	0.09	NA	8h 45min	0.15	0.15	4h 50min	0.09	0.14
25%	19h 12min	0.63	1.44	19h 43min	0.23	NA	9h 45min	0.36	0.69	4h 49min	0.23	0.56
50%	23h 27min	0.28	1.99	17h 45min	0.13	NA	10h 05min	0.18	2.37	5h 02min	2.77	0.15
75%	3h 52	0.15	>5	2h 45min	0.60	NA	1h 58min	0.10	>5	0h 59min	0.10	>5

Nochebuena-Mora et al. (2022) concluíram que, para análises dinâmicas com não linearidades e deslocamentos muito elevados, o refinamento da malha e a regularidade dos elementos devem ser considerados para modelos com elementos de integração reduzida, pois uma malha pouco refinada reduz o esforço computacional, mas podem causar distorções irrealistas. Apesar da utilização dos métodos de controlo dos modos espúrios para minimizar os modos irrealis, se a malha for muito grosseira, a energia artificial pode apresentar valores muito elevados. Portanto, para a obtenção de

resultados aceitáveis, dever ser feita uma combinação entre os métodos de controlo dos modos espúrios e o tamanho da malha.

### **3. PREPARAÇÃO DE MODELOS**

O presente capítulo destina-se à preparação de modelos numéricos e elaboração da análise sísmica de um conjunto de nembos típicos dos edifícios de alvenaria da tipologia “gaioleiro”. Foram realizadas várias análises dinâmicas não lineares com integração no tempo, no programa Abaqus (Dassault Systèmes, 2014), por forma a simular os mecanismos de colapso no plano e para fora do plano que ocorrem nos nembos durante a ação sísmica. Como referido anteriormente no capítulo 2 (secção 2.2.2.3), este tipo de análise pode ser efetuado através da aplicação de sismos registados ou acelerogramas artificiais, e é considerada a análise estrutural mais avançada. Optou-se pela elaboração dos modelos através da técnica de macro-modelação, que, como exposto na secção 2.1.1., consiste na modelação das unidades, da argamassa e da ligação entre estas como um material contínuo, não simulando de forma específica o seu comportamento heterogéneo.

Neste estudo foram examinados os principais modos de rotura que podem ocorrer durante a ação sísmica, nomeadamente dois tipos de falhas no plano (corte diagonal e o derrube) e dois tipos de falha para fora do plano (derrube através de um mecanismo com uma rótula na base e o derrube através de um mecanismo com três rótulas (base, centro e topo)).

#### **3.1. Descrição dos nembos**

Os edifícios “gaioleiros” tiveram origem numa simplificação do sistema “pombalino”, que, durante o século XVIII, consistia na construção de estruturas de madeira preenchidas com alvenaria, sendo as paredes devidamente ligadas entre si, bem como aos pisos e cobertura, por forma a montar uma espécie de “gaiola” capaz de resistir às ações sísmicas. A simplificação desta deu origem, no final do século XIX, à tipologia de edifícios “gaioleiros” (Figura 15), sendo esta considerada uma técnica de construção de qualidade inferior (Appleton JG, 2005).



Figura 15 - Exemplos de edifícios gaioleiros (Pereira, 2013).

Estes edifícios apresentam, em geral, quatro a seis pisos, e um a dois apartamentos por andar dependendo da largura destes (Mendes, 2012). O pé-direito varia entre 2.7 a 3.7 m, sendo o primeiro piso normalmente mais alto que os restantes, podendo atingir 4.5 m em alguns casos (Appleton JG, 2005). As paredes externas podem ser constituídas por pedras de calcário ou tijolos, com juntas de argamassa (Simões et al., 2017), e apresentando, em geral, uma redução da sua espessura em altura, podendo variar entre 0.50 a 1.00 m no primeiro piso (Appleton JG, 2005). As paredes ortogonais às fachadas exibem espessuras menores, podendo variar entre 0.20 a 0.50 m, sendo constituídas por alvenaria de pedra ou de tijolo (unidades vazadas ou sólidas) (Appleton JG, 2005). Os pisos são normalmente compostos por uma estrutura em madeira de pinheiro ou por um sistema de vigas metálicas e abóbadas (Appleton JG, 2005). O telhado é constituído por elementos de madeira de pinheiro que apresentam uma a duas águas em edifícios simples ou várias águas em edifícios mais complexos (Appleton JG, 2005; Mendes, 2012). As dimensões dos elementos da estrutura da cobertura podem variar, no entanto, a secção transversal das vigas principais, em geral, não ultrapassam os 20 cm de altura e 15 cm de largura (Appleton JG, 2005).

Na Figura 16c apresentam-se as localizações dos nembos da fachada principal seleccionados para a aplicação da ação sísmica (sem considerar ampliação da ação sísmica em altura), de forma a induzir os dois principais tipos de falhas que ocorrem durante a mesma: o corte diagonal e o derrube no plano e para fora do plano.

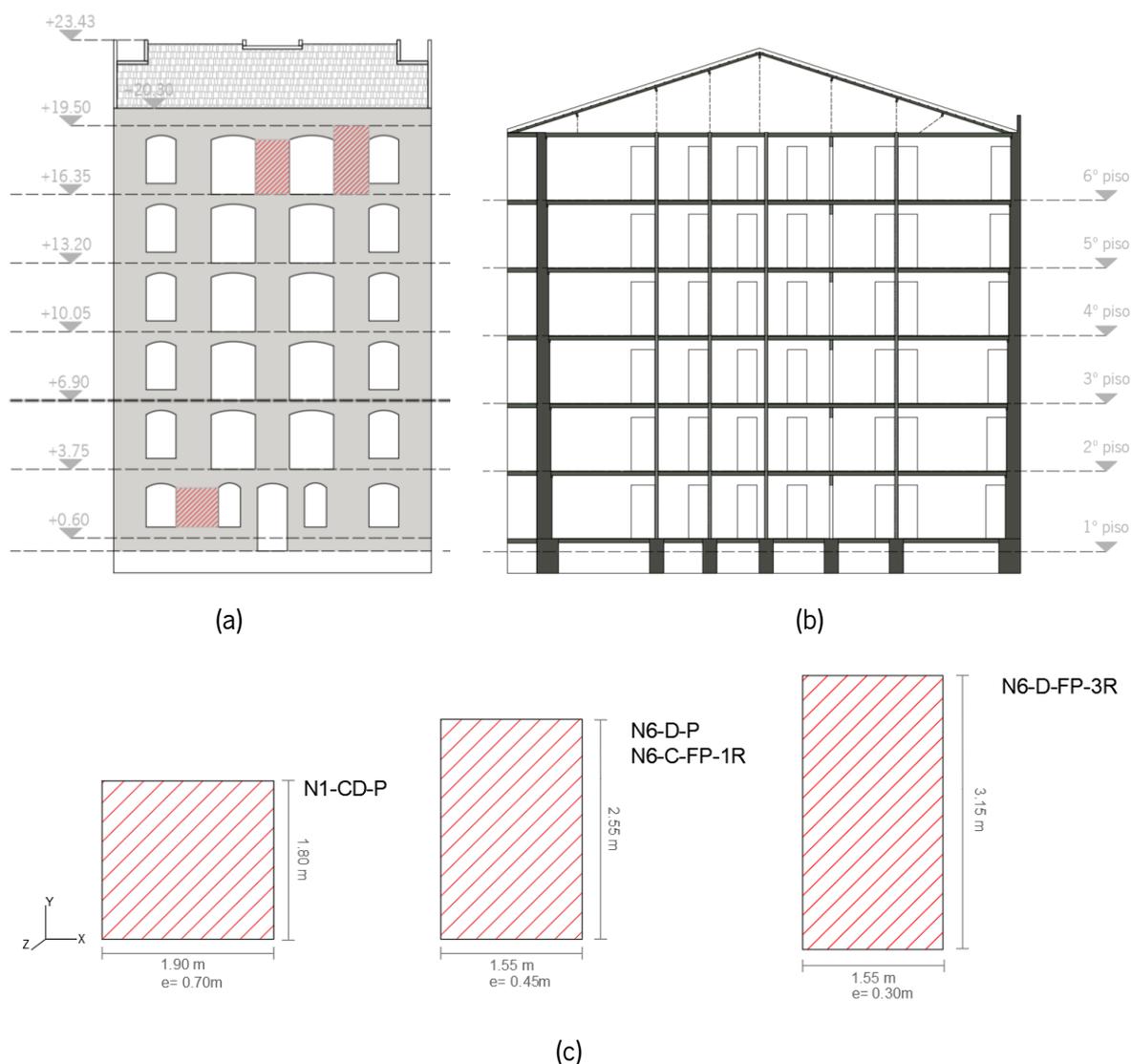


Figura 16 - Edifício “gaioleiro” adaptado de (Nochebuena-Mora et al., 2023): (a) fachada principal; (b) corte; (d) geometria dos nembos selecionados.

O nembro N1-CD-P (nembro piso 1 – corte diagonal – no plano), com uma geometria de 1.90x1.80x0.70 m (largura x altura x espessura), é utilizado para simular o corte diagonal no plano, tendo em consideração a sua geometria e carga vertical aplicada. Os nembos N6-D-P (nembro piso 6 – derrube – no plano) e N6-D-FP-1R (nembro piso 6 – derrube – fora do plano – 1 rótula), com geometria de 1.55x2.55x0.45 m, foram selecionados para simular o derrube no plano e para fora do plano com uma rótula na base, por se tratar de um elemento mais esbelto e submetido a uma menor carga vertical. Finalmente, o nembro N6-D-FP-3R (nembro piso 6 – derrube – fora do plano – 3 rótulas), com geometria de 1.55x3.15x0.30 m, é utilizado para o estudo do derrube para fora do plano através de um mecanismo de três rótulas. Foi necessária a utilização de um nembro com geometria diferente (altura entre pisos – mais esbelto), pois as análises preliminares permitiram verificar que os nembos anteriores não eram

suficientemente esbeltos para causar o mecanismo de colapso pretendido. De forma a simular o estado de compressão vertical a que cada um dos nembos está submetido, foram aplicadas massas equivalentes através de uma viga metálica colocada no top dos modelos (ver secção 3.2).

### **3.2. Descrição dos modelos numéricos**

Os modelos numéricos foram elaborados no programa Abaqus, utilizando elementos quadriláteros, que podem ser lineares (Figura 12a) ou quadráticos (Figura 12b), com integração completa ou reduzida. Estes elementos apresentam uma largura de 0.05 m e uma espessura igual à do respetivo nembro. Note-se que, como explicado no capítulo 2, secção 2.3.3, apesar dos elementos quadráticos apresentarem melhores resultados, o esforço computacional que estes requerem é mais elevado que no caso de elementos lineares. O mesmo se aplica para o caso da integração completa, que exige mais esforço computacional que a integração reduzida. Neste estudo, para a análise implícita selecionaram-se os quatro tipos de elementos: lineares com integração completa e reduzida e quadráticos com integração completa e reduzida. Já no caso dos modelos explícitos, o Abaqus apenas disponibiliza elementos lineares com integração reduzida.

Relativamente aos tipos de elementos adotados, para o estudo dos mecanismos no plano (corte diagonal e derrube no plano), optou-se pela utilização de elementos de estado plano de tensão. Estes apresentam três graus de liberdade por nó, onde dois correspondem às translações no eixo X e Y no plano do elemento, e o terceiro à rotação em torno do eixo Z, o que se considera suficiente para a simulação do mecanismo no plano em duas dimensões. Para analisar os mecanismos para fora do plano (derrube com uma rótula na base e derrube com três rótulas), utilizaram-se, inicialmente, elementos do tipo casca, visto que os elementos do estado plano de tensão não possuem os graus de liberdade que permitam a simulação deste tipo de deformação nem de forças ortogonais ao elemento. Seguindo as recomendações do Abaqus (Dassault Systèmes, 2014), optou-se pela seleção do elemento de casca S8R5 para os modelos implícitos quadráticos, que têm oito nós e cinco graus de liberdade por nó (três de translação e dois de rotação), e elementos S4R para os modelos implícitos lineares e explícitos, com quatro nós e seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação), o que permite a simulação do comportamento para fora do plano. Como referido no capítulo 5, foi necessário explorar outro tipo de elemento nas análises para fora do plano, optando-se assim pela utilização de elementos sólidos que, apesar de aumentarem o tempo de análise devido ao aumento do número de graus de liberdade no elemento, também permitem o estudo do comportamento para fora do plano. Para o estudo deste tipo de

comportamento, tanto para elementos de casca como para os elementos sólidos, optou-se por utilizar 7 pontos de integração para simular de forma rigorosa uma distribuição de tensões ao longo da espessura do elemento.

No que diz respeito à viga metálica utilizada para simular as massas aplicadas no topo dos nembos, esta apresenta uma largura e espessura igual ao nembo em estudo e uma altura de 0.2 m, com densidade equivalente calculada de forma que a massa total seja igual à massa pretendida. Deste modo, aplicou-se uma tensão de compressão de 328.75 kPa para o nembo N1-CD-P e de 21 kPa para os nembos N6-D-P, N6-D-FP-1R e N6-D-FP-3R.

Para as condições fronteira aplicadas nos nembos no plano, optou-se por restringir a rotação e as translações vertical e horizontal ao longo da base do mesmo. No entanto, quando o sismo é aplicado (direção X), a restrição relativa à translação horizontal em X é desativada. No que diz respeito aos nembos das análises para fora do plano, no caso do N6-D-FP-1R restringiram-se as rotações e as translações verticais e horizontais ao longo da base. Neste caso, o sismo foi aplicado na direção Z e desativou-se a restrição relativa à translação horizontal nesta direção aquando da aplicação do mesmo. Para o nembo N6-D-FP-3R, de forma a simular 3 rótulas no modelo (no topo, base e próximo do centro), restringiram-se as rotações nas direções Y e Z, e as translações em X e Z no topo do nembo e em todas as direções na base do mesmo. Quando a ação sísmica é aplicada (na direção Z), desativam-se as restrições relativas às translações na direção Z no topo e na base. Desta forma é possível simular o mecanismo de 3 rótulas pretendido.

### **3.4. Propriedades dos materiais**

Uma das principais características da alvenaria é esta exibir um comportamento ortotrópico, por ser composta por unidades e juntas. No entanto, no caso da macro-modelação de modelos de grandes estruturas utilizando o Métodos dos elementos finitos, é possível tratar este material como sendo um material contínuo homogéneo, tendo em consideração que é necessária uma seleção cuidadosa das propriedades do material e de uma lei constitutiva adequada para representar com precisão o comportamento não linear do mesmo (Lourenço & Gaetani, 2022). Tendo por base as recomendações do regulamento italiano para a alvenaria irregular (Ministry of Infrastructure and Transport, 2019), adotaram-se as propriedades mecânicas indicadas na Tabela 4, onde  $\nu$  representa o coeficiente de Poisson e  $\gamma$  o peso específico. Assumiu-se que a resistência à tração ( $f_t$ ) é 10% da resistência à

compressão ( $f_c$ ) e, a energia de fratura à compressão ( $G_c$ ), foi calculada através da equação (26) (Lourenço & Gaetani, 2022).

Tabela 4 - Propriedades mecânicas da alvenaria irregular

E (MPa)	$\nu$	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$G_c$ (N/mm)	$G_t$ (N/mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
1050	0.2	1.5	0.15	4.17	0.05	19

$$G_c = \frac{32f_c}{10 + f_c} \quad (26)$$

Em geral, a alvenaria não reforçada exhibe um amolecimento do tipo linear/exponencial em tração e parabólico em compressão, o que resulta numa perda da capacidade de carga neste domínio (D'Altri et al., 2022). O modelo de dano com plasticidade do betão (*Concrete Damage Plasticity*) simula este comportamento e é adequado para materiais quase-frágeis submetidos a ações cíclicas e dinâmicas (Dassault Systèmes, 2014). No Abaqus, a lei constitutiva deste modelo é baseada no trabalho desenvolvido por Lee & Fenves (1998) e Lubliner et al. (1989). O modelo assume o material como isotrópico e simula o seu comportamento através de quatro critérios: evolução do dano, lei do endurecimento/amolecimento, critério de cedência e lei de fluxo.

Com base na teoria da plasticidade clássica, o modelo de dano com plasticidade do betão decompõe a extensão total ( $\varepsilon$ ) em extensão elástica ( $\varepsilon^{el}$ ) e extensão plástica ( $\varepsilon^{pl}$ ) (Chi et al., 2017), simulando a degradação da rigidez elástica através de uma variável de dano escalar isotrópica  $0 \leq d \leq 1$ , onde o 0 corresponde a um estado sem dano e o 1 a uma condição completamente danificada. A variável de dano está relacionada com o estado de tensão ( $\sigma$ ) de acordo com a equação (28), onde  $D_0^{el}$  representa a matriz de elasticidade inicial.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (27)$$

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (28)$$

O comportamento de endurecimento/amolecimento do material é caracterizado pelas curvas uniaxiais de tensão-extensão em tração e em compressão, podendo estender este comportamento para condições de carga multiaxiais por se assumir que o modelo é isotrópico (Dassault Systèmes, 2014). A diminuição

da rigidez é definida por duas variáveis de dano uniaxiais independentes:  $d_c$  para compressão e  $d_t$  para tração. Estas variáveis estão relacionadas com a tensão de compressão ( $\sigma_c$ ) e de tração ( $\sigma_t$ ) através da equação (29), onde  $E_0$  é o módulo de elasticidade inicial.

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) ; \sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (29)$$

No modelo de dano com plasticidade do betão é assumido que a rigidez elástica começa a degradar-se logo após o material atingir a sua carga máxima, ou seja, quando é feita uma descarga no tramo de amolecimento (Figura 17) (Dassault Systèmes, 2014). Deste modo, os valores de  $d_c$  e  $d_t$  variam em função das extensões plásticas. No entanto, por forma a evitar problemas numéricos definem-se valores entre 0.9-0.95 (D'Altri et al., 2022).

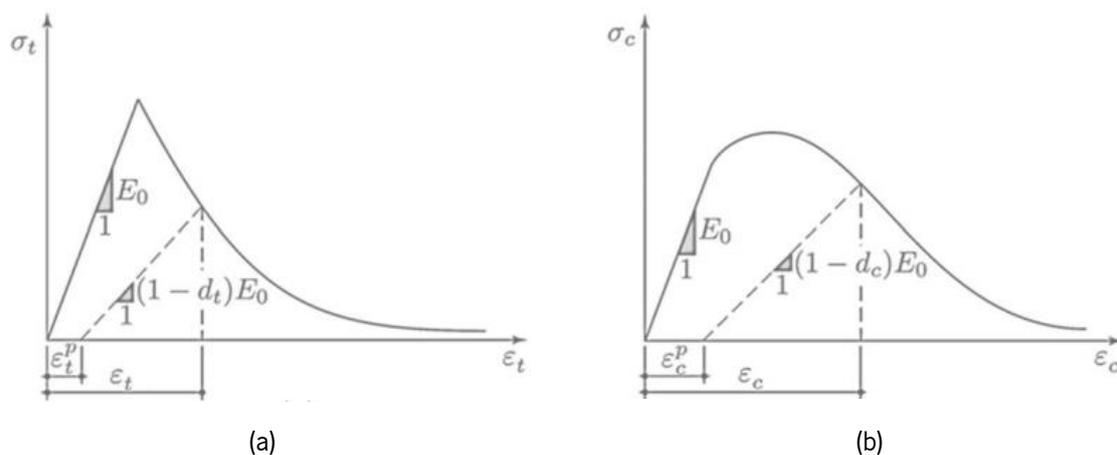


Figura 17 - Comportamento endurecimento/amolecimento do modelo de dano com plasticidade do betão para: (a) compressão uniaxial; (b) tração uniaxial (D'Altri et al., 2022).

No presente estudo, o comportamento não linear à compressão do material é representado por uma curva tensão-extensão (Figura 18a). Na Tabela 4 estão representados os valores utilizados para a definição da curva através das equações propostas por Feenstra (1993), que transformam a energia de fratura ( $G_c$ ) em extensões para o ramo de amolecimento.

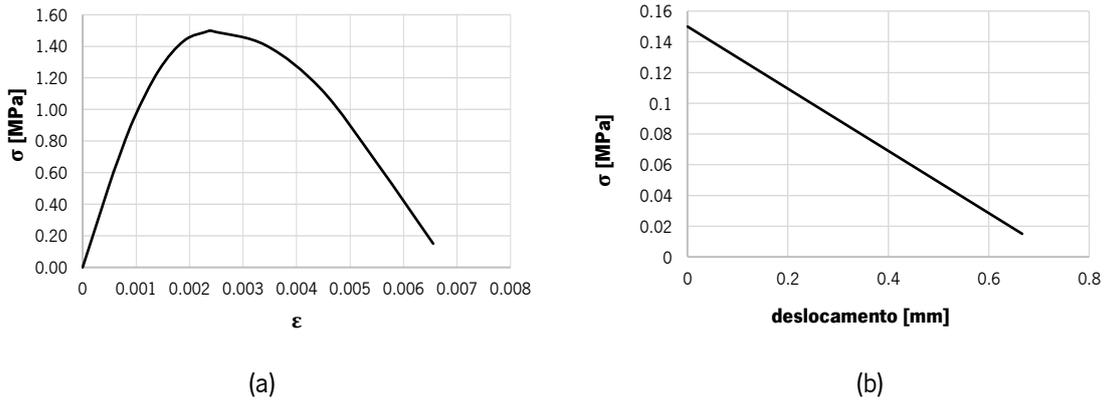


Figura 18 - Comportamento não linear da alvenaria para: (a) endurecimento/amolecimento uniaxial à compressão; (b) Ramo de amolecimento uniaxial à tração.

O comportamento à tração baseado no critério da energia de fratura permite que a abertura e propagação de fendas seja independente da malha (Lubliner et al., 1989). Assim, a energia de fratura à tração controla o amolecimento após atingir o pico de resistência à tração. Neste caso, o Abaqus assume um amolecimento linear e converte a energia de fratura em deslocamentos, se for introduzido o valor direto de  $G_t$ , como demonstrado na equação (30) (Dassault Systèmes, 2014), onde  $u_{t,u}$  representa o deslocamento último.

$$u_{t,u} = \frac{2G_t}{\sigma_{t,m\acute{a}x}} \quad (30)$$

Além disso, devido ao fecho das fendas, o modelo de dano com plasticidade do betão tem em consideração a recuperação da rigidez na ocorrência da transição da tração para a compressão (Dassault Systèmes, 2014). Num estado de tensão complexo, a área de cedência define o ponto no qual se iniciam as deformações plásticas. Esta área, no modelo de dano com plasticidade do betão, é representada em termos de tensão efetiva, que indica o aumento de tensão causado pela redução da área de carga suportada à medida que o dano se propaga. Para uma caracterização completa desta área, a formulação requer o rácio entre as tensões iniciais biaxiais e uniaxiais à compressão ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ) e o parâmetro  $K$  que define a forma da secção transversal da superfície de cedência, no plano deviatório, num estado de tensão triaxial (Lee & Fenves, 1998; Lubliner et al., 1989). A lei de fluxo descreve a magnitude e a direção das deformações plásticas (Chi et al., 2017). O modelo de dano com plasticidade do betão utiliza a função hiperbólica de *Drucker-Prager* para caracterizar a variação de volume do material em termos do ângulo de dilatação ( $\psi$ ), da tensão uniaxial à tração ( $\sigma_{t0}$ ) e a excentricidade ( $e$ ).

Na Tabela 5 apresentam-se os valores assumidos para o critério de cedência e para a lei de fluxo que, apesar destes serem inicialmente destinados para o betão, apresentaram uma performance satisfatória quando aplicados a estruturas em alvenaria (AlGohi et al., 2017; D'Altri et al., 2022).

Tabela 5 - Valores para a área de cedência e para a lei de fluxo.

$\psi$ (°)	e	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	K
10	0.1	1.16	2/3

### 3.5. Amortecimento de Rayleigh

O amortecimento de Rayleigh assume que a matriz de amortecimento C é uma combinação da matriz de massa M e da matriz de rigidez K, com os respetivos parâmetros de proporcionalidade (A. k. Chopra, 2011): parâmetro proporcional à massa ( $\alpha$ ); parâmetro proporcional à rigidez ( $\beta$ ).

$$C = \alpha M + \beta K \quad (31)$$

Para cada frequência angular do sistema ( $\omega_a$ ), o coeficiente de amortecimento crítico ( $\zeta$ ) é relacionado com os parâmetros de amortecimento através da equação (32).

$$\zeta = \frac{\alpha}{2\omega_a} + \frac{\beta\omega_a}{2} \quad (32)$$

O parâmetro da massa controla as baixas frequências enquanto o parâmetro de rigidez controla as altas frequências. Para o cálculo destes parâmetros, devem ser selecionadas a frequência fundamental da estrutura ( $\omega_0$ ) e a frequência mais elevada com interesse para o comportamento dinâmico da estrutura ( $\omega_{m\acute{a}x}$ ) (A. k. Chopra, 2011). Se os modos associados a estas frequências apresentarem o mesmo coeficiente de amortecimento, então:

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_0\omega_{m\acute{a}x}}{\omega_0 + \omega_{m\acute{a}x}} ; \beta = \zeta \frac{2}{\omega_0 + \omega_{m\acute{a}x}} \quad (33)$$

No presente trabalho, foram calculados os diferentes valores de  $\alpha$  e  $\beta$  para os diferentes membros através da equação (33). Para tal, obtiveram-se os modos de vibração através do Abaqus de forma a selecionar

o valor da frequência  $\omega_0$ , que corresponde à frequência do primeiro modo de vibração, e o valor de  $\omega_{\text{máx}}$  que, neste caso, optou-se pela seleção da frequência que apresenta uma massa acumulada efetiva superior a 90%. Isto porque, segundo (A. K. Chopra, 2007), é suficiente ter em consideração o número de modos de vibração que, a soma das suas respectivas massas modais efetivas, seja pelo menos igual a 90% da massa efetiva total da estrutura. Assim, apresenta-se na Tabela 6 os valores dos parâmetros de amortecimento e das respectivas frequências utilizadas para o seu cálculo para cada um dos nembos em estudo.

Tabela 6 - Valores dos parâmetros de amortecimento

Nembo	$\omega_0$ (rad/s)	$\omega_{\text{máx}}$ (rad/s)	$\alpha$	$\beta$
N1-CD-P	47.66	183.47	2.26981	0.00025960
N6-D-P	88.94	790.48	4.79667	0.00006826
N6-D-FP-1R	29.70	186.60	1.69027	0.00010391
N6-D-FP-3R	62.53	392.86	3.45873	0.00007490

Quando se tem em consideração o amortecimento em análise explícitas, o incremento de tempo  $\Delta t$  é determinado através da equação (34) (J. V. Lemos et al., 2022).

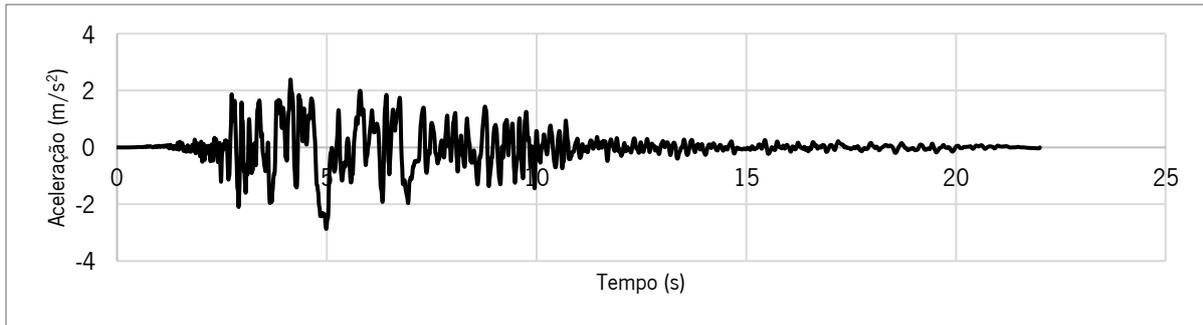
$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{\text{máx}}} \left( \sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right) \quad (34)$$

Se o valor de  $\omega_{\text{máx}}$  for elevado, o termo associado com o  $\alpha$  tem um efeito negligenciável no incremento de tempo, no entanto, o  $\beta$  pode ter um impacto significativo na redução do intervalo de tempo, podendo até tornar a análise inviável para modelos muito grandes. Para lidar com esta questão e de forma a minimizar o custo computacional, é comum assumir este parâmetro como nulo e adotar apenas  $\alpha$  (Chen et al., 2014; J. V. Lemos et al., 2022), admitindo que a resposta estrutural é predominantemente influenciada pelas baixas frequências (que estão associadas à massa) (Dokainish & Subbaraj, 1989). Por outro lado, optando pela utilização deste parâmetro, recomenda-se que o seu valor seja da mesma ordem de grandeza ou menor do que o incremento de tempo sem amortecimento (Dassault Systèmes, 2014). De notar que se admitiu um coeficiente de amortecimento de 3% para todos os modelos e que, durante o presente estudo, foram testados três possíveis casos para o parâmetro  $\beta$ : igual a 0; valor calculado de acordo com a equação (33); 10% do valor anterior.

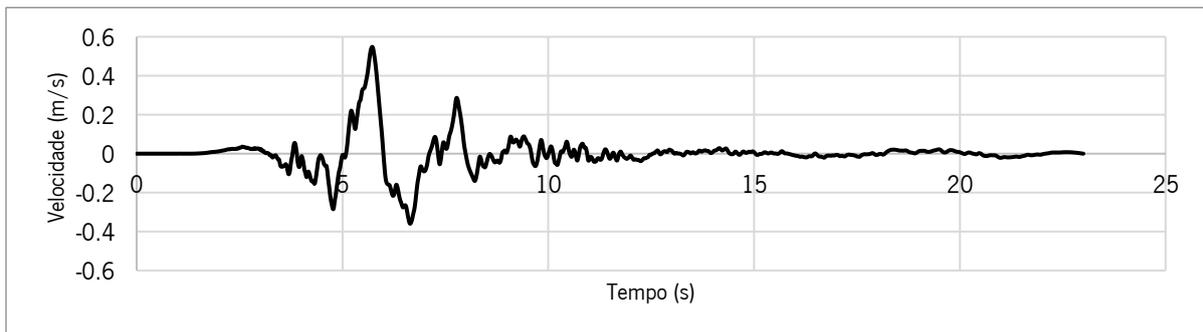
### 3.6. Ação sísmica

Durante o presente estudo, utilizou-se o mesmo processo de carregamento para todos os modelos. De forma a simular a ação vertical do peso próprio, foi efetuada uma análise quase-estática, aplicando a força através de uma velocidade muito reduzida. No caso da análise dinâmica, aplicou-se a ação sísmica na base dos modelos. De notar que, no caso do método explícito, recomenda-se aplicar as cargas dinâmicas através de séries de velocidades (Dassault Systèmes, 2014).

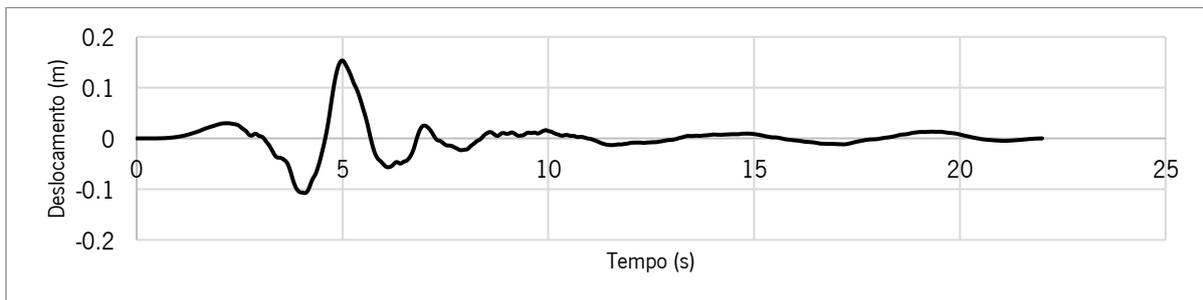
O sismo selecionado para este estudo foi o sismo de *Emilia Romagna* em Itália. No dia 20 de maio de 2012, a região de *Emilia Romangna* foi atingida por uma ação sísmica de magnitude  $M_L = 5.9$  na escala de *Richter*. Vários sismos sucessivos ocorreram no dia 29 de maio de 2012 ( $M_L = 5.8$  e  $M_L = 5.3$ ), causando 27 mortos e 12 000 edifícios gravemente danificados, entre estes 47 torres sineiras colapsaram, fazendo parte do património histórico de Itália (Fioravante et al., 2013). Este sismo é considerado como impulsivo (Bianchini et al., 2023), ou seja, é mais propício a causar dano para fora do plano dos elementos. Na NP EN 1998-1 (2010) é aconselhada a utilização de vários sismos diferentes para a avaliação sísmica de uma estrutura. No entanto, optou-se apenas pela utilização de um sismo, tendo em consideração os objetivos deste estudo e o esforço computacional necessário. Na Figura 19 estão representadas as componentes em termos de acelerações, velocidades e deslocamentos registadas na estação sísmica de *Mirandola*, em Itália, no dia 29 de maio de 2012, em que o PGA (*Peak Ground Acceleration*) associado de  $2.87 \text{ m/s}^2$ . A ação sísmica foi aplicada de forma incremental até os modelos apresentarem dano severo.



(a)



(b)



(c)

Figura 19 - Componentes do sismo *Emilia Romagna* aplicadas nas análises: (a) acelerações; (b) velocidades; (c) deslocamentos.

### 3.7. Ferramentas numéricas e critérios de controlo de resposta

Para controlar os modos espúrios, especialmente no contexto do programa Abaqus, existem diversas abordagens disponíveis. Primeiramente, o método da relaxação de rigidez (método padrão), onde fatores de escala são associados a graus de liberdade de translação específicos. Já o método da viscoelasticidade de Kelvin apresenta variações, como a rigidez pura, que considera apenas a rigidez, e a viscosidade pura, que considera apenas a viscosidade. Além disso, o método combinado combina linearmente rigidez e viscosidade, enquanto o método de controle dos modos espúrios melhorado é uma

evolução do método de rigidez pura, especialmente apropriado para materiais não lineares e problemas com geometrias complexas (Dassault Systèmes, 2014). Cada uma destas abordagens possui vantagens e desvantagens e deve ser escolhida de acordo com as características específicas do problema em questão, bem como as necessidades da análise em termos de tempo computacional e precisão. Este tópico foi abordado de forma mais detalhada no capítulo 2 secção 2.3.3. Nas análises elaboradas, variou-se o método de controlo dos modos espúrios, por forma a perceber qual seria o mais adequado para os nembos em estudo.

Nas análises implícitas, adotando-se o método iterativo de Newton-Raphson, onde a matriz de rigidez é avaliada a cada iteração com base na iteração anterior (ver capítulo 2 secção 2.2.1.2).

A viscosidade volumétrica (*bulk viscosity*) é utilizada no Abaqus como outro método de amortecimento da resposta da estrutura (Dassault Systèmes, 2014). Este tipo de amortecimento está associado à extensão volumétrica e tem como objetivo o controlo das oscilações numéricas que ocorrem nas frequências mais altas. Foram testados cinco valores de viscosidade volumétrica: 0.06 (valor padrão); 0.01; 0.50; 1.00; 5.00.

De forma a efetuar um controlo das respostas obtidas através das análises, recorreu-se a dois estados limite em deslocamento que indicam a severidade do dano sofrido pelo nembro: Dano Significativo (DS) e Colapso Iminente (CI). Os valores limite (Tabela 7) para cada um destes estados variam consoante o tipo de dano, e se é uma análise no plano ou para fora do plano. No que diz respeito ao comportamento no plano, foram utilizadas as recomendações da NP EN 1998-3 (2017), sendo que os valores limite relativos às falhas por derrube no plano foram calculados através da equação (35), onde  $H_0$  representa a altura do nembro e  $D$  a largura. De notar que os estados limites no plano foram obtidos sob a forma de derivas (*drifts*), como apresentado na formulação da NP EN 1998-3 (2017).

$$\text{Para DS: } 0.8 \left( \frac{H_0}{D} \right); \text{ Para PC: } 1.06 \left( \frac{H_0}{D} \right) \quad (35)$$

No que diz respeito aos estados limite para fora do plano, de forma a caracterizar o comportamento não linear força-deslocamento do movimento para fora do plano de paredes simplesmente apoiadas como corpos deformáveis, utilizou-se um modelo mecânico baseado em deslocamentos descrito em (Doherty et al., 2002). Tendo em consideração que se adotou um estado moderado de degradação das juntas, os valores propostos para os parâmetros de deslocamentos encontram-se na Tabela 8, sendo baseados em testes quase-estáticos e dinâmicos. Os estados limite foram obtidos através das equações (36), onde  $t$

representa a espessura do nembro,  $\Delta f$  o valor do deslocamento relativo ao estado limite CI e  $\Delta_2$  o valor do deslocamento relativo ao estado limite DS.

$$\text{Para PC: } \Delta f = \frac{2}{3}t; \text{ Para DS: } \Delta_2 = 0.4\Delta f \quad (36)$$

Tabela 7 - Valores para os estados limite no plano (adaptado de (NP EN 1998-3), 1998) e fora do plano (Doherty et al., 2002).

		DS	CI
No plano	Corte diagonal	0.46%	0.53%
	Derrube	1.32%	1.74%
Fora do plano	Mecanismo 1 rótula	0.18 m	0.30 m
	Mecanismo 3 rótulas	0.12 m	0.20 m

Tabela 8 - Limites de deslocamentos considerado a degradação da junta moderadamente degradada (Doherty et al., 2002).

Estado de degradação da junta fissurada	DS ( $\Delta_2$ )	CI ( $\Delta f$ )
Moderadamente degradado	$0.4\Delta f$	$\frac{2}{3}t$

## 4. RESPOSTAS NO PLANO

Este capítulo destina-se ao estudo das respostas obtidas nas análises implícitas (sem consideração da não linearidade geométrica, devido ao elevado esforço computacional e dificuldades de convergência) e explícitas, no plano, para os nembos N1-CD-P (corte diagonal) e N6-D-P (derrube no plano). O estudo das respostas é baseado na avaliação dos níveis de energia artificial presente nos modelos, na análise da energia por dissipação de dano e na análise dos deslocamentos relativos. Durante todo o processo, teve-se em consideração o limite de energia artificial previamente estabelecido (5%), e os estados limite definidos na secção 3.7, com especial atenção ao estado limite de colapso iminente (CI).

Iniciaram-se as análises com o método implícito (Abaqus/Standard) e, sendo que este inclui quatro tipos de elementos para o estado plano de tensão, todos estes foram avaliados ao nível do seu desempenho: (a) elementos lineares com integração completa (LC); (b) elementos lineares com integração reduzida (LR); (c) elementos quadráticos com integração completa (QC); (d) elementos quadráticos com integração reduzida (QR). No que diz respeito aos métodos de controlo dos modos espúrios, no caso do modelo de elementos lineares com integração reduzida, optou-se pela utilização de três técnicas de controlo, assumindo um fator de escala de 0.01: relaxação da rigidez (*relaxed stiffness*); rigidez pura (*pure stiffness*); combinado (*combined*).

Assim, foram efetuadas análises com o método explícito, onde o Abaqus apenas dispõe de elementos lineares com integração reduzida, portanto foram também avaliados os três métodos de controlo dos modos espúrios acima mencionados, fazendo variar o fator de escala (0.01, 0.02 e 0.03). Também se optou pela avaliação de outros dois parâmetros: (a) introdução do valor de  $\beta$  de forma a avaliar a influência deste parâmetro na resposta do modelo e no incremento de tempo; (b) variação do valor da viscosidade volumétrica (*bulk viscosity*), tendo por objetivo avaliar o seu impacto no incremento de tempo. Nestas análises, considerou-se que a resposta da análise é válida até atingir os estados limite, caso não ultrapasse os 5% de energia artificial.

### 4.1. Corte diagonal

Para as análises de corte diagonal no plano, utilizou-se o nembo N1-CD-P por ser mais suscetível a este tipo de dano. Quanto à ação sísmica, fez-se variar a sua amplitude em quatro magnitudes distintas: 25%, 50%, 75% e 100%. Para avaliar os resultados de forma qualitativa foram utilizadas as imagens relativas ao dano no nembo em estudo retiradas do Abaqus e, de forma quantitativa foi verificado quando é que

são ultrapassados os estados limite (os deslocamentos relativos são calculados no ponto central do topo do pilar) e os valores da energia dissipada por dano.

Iniciaram-se as análises com método implícito para as quatro hipóteses mencionadas anteriormente, onde o incremento de tempo foi definido igual a 0.0005 s e os valores utilizados para os parâmetros de amortecimento de Rayleigh encontram-se na Tabela 6. Após a avaliação dos resultados obtidos, é possível verificar que, em quase todos os casos testados, a primeira amplitude onde o estado limite CI é ultrapassado é nos 75%, sendo que nos 25% e 50% não é ultrapassado nenhum estado limite. Excepcionalmente, o modelo LC é o único que ultrapassa este limite na amplitude de 100%. Posto isto, para o modelo LR, sendo que eram necessários mais análises para fazer variar o método de controlo dos modos espúrios, optou-se por fazer as análise para todas as amplitudes no caso do método da relaxação da rigidez, por se tratar do método padrão, e para as duas restantes apenas se analisou para as amplitude 50% e 75%, de forma a perceber se estes também atingiam o estado limite CI na mesma amplitude que os restantes. Na Figura 20 encontram-se representadas as extensões máximas principais das quatro hipóteses analisadas que foram utilizadas para avaliar o dano de forma qualitativa. Para avaliar a resposta de cada um dos modelos no mesmo incremento de tempo, escolheu-se o tempo do primeiro modelo a atingir o estado limite CI para cada amplitude (Tabela 9). No caso do modelo LR, e uma vez que este não apresenta dano o instante de tempo escolhido para a amplitude de 75%, também se apresentam os valores do dano para o instante de tempo onde este ultrapassa o estado limite (Figura 20). De referir que também se verificou, para este modelo (LR), se o valor de 5% de energia artificial era atingido, concluindo-se que este nunca foi ultrapassado.

Tabela 9 - Resultados das análises implícitas do nembro N1-CD-P.

Tipo de análise			Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
QC	$\alpha + \beta$	-	25%	-	não atingiu	0.03%
			50%	-	não atingiu	0.07%
			75%	-	4.64 s (CI)	0.53%
			100%	-	não atingiu	0.18%
QR	$\alpha + \beta$	-	25%	-	não atingiu	0.03%
			50%	-	não atingiu	0.07%
			75%	-	4.64 s (CI)	0.56%
			100%	-	não atingiu	0.19%
LC	$\alpha + \beta$	-	25%	-	não atingiu	0.03%
			50%	-	não atingiu	0.07%
			75%	-	não atingiu	0.11%
			100%	-	4.59 s (CI)	0.56%
LR	$\alpha + \beta$	Relaxação de rigidez (0.01)	25%	não atingiu	não atingiu	0.03%
			50%	não atingiu	não atingiu	0.07%
			75%	não atingiu	5.30 s (CI)	0.53%
			100%	não atingiu	3.45 s (CI)	0.54%
		Rigidez pura (0.01)	50%	não atingiu	não atingiu	0.07%
			75%	não atingiu	5.30 s (CI)	0.53%
		Combinado (0.01)	50%	não atingiu	não atingiu	0.07%
			75%	não atingiu	5.30 s (CI)	0.53%

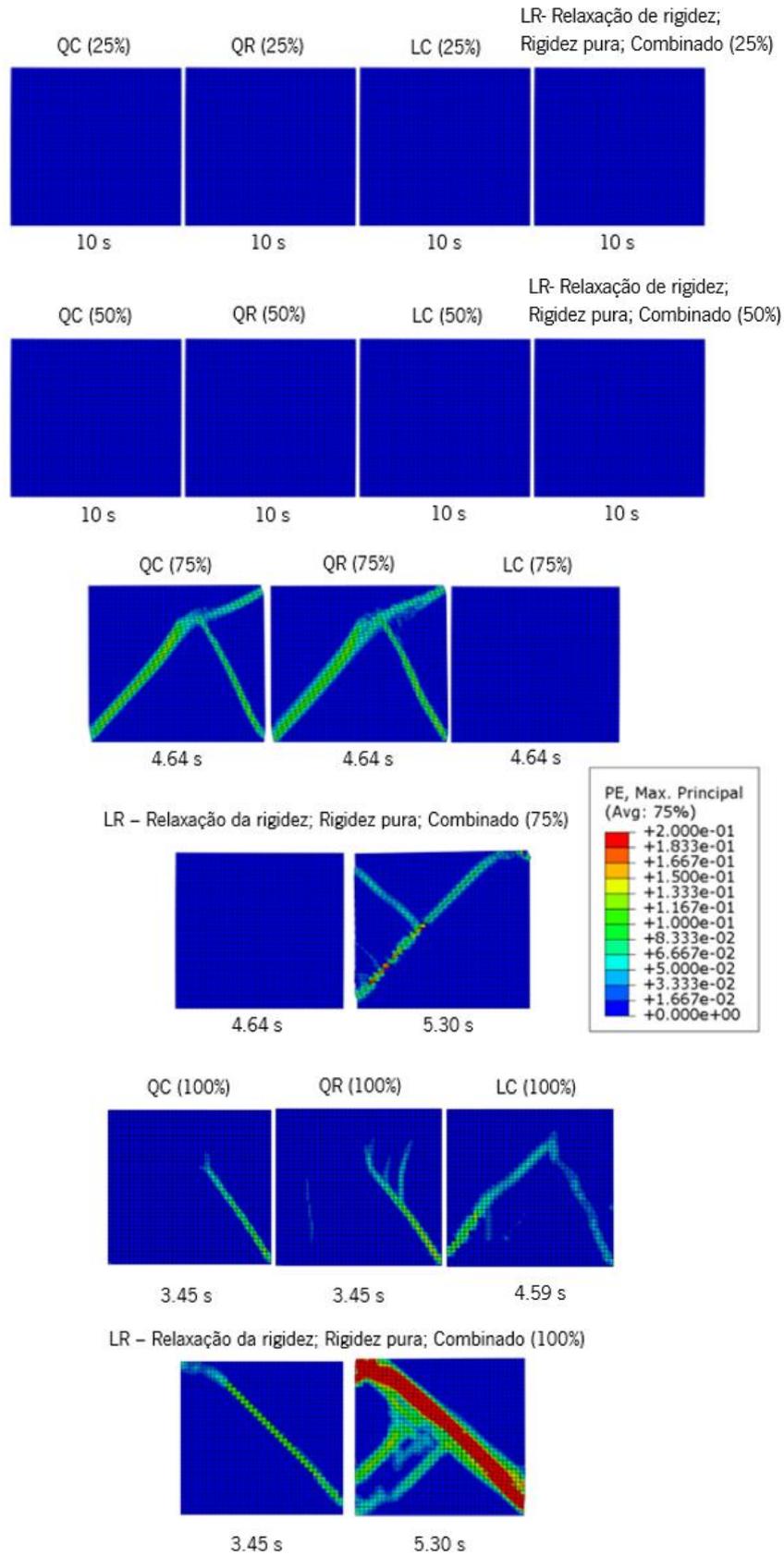


Figura 20 - Extensões máximas das análises implícitas do nembro N1-CD-P.

Em todas as análises, o dano iniciou-se nos cantos da base do nembro, indicando um dano por flexão reduzido. No entanto, é possível perceber que a falha predominante é uma fenda diagonal como era expectável. Para a amplitude de 75%, pode-se concluir que quase todos os modelos apresentam o mesmo tipo de dano. Com exceção do modelo LC, que não apresenta a fenda diagonal visível em todos os outros modelos, o que indica que este tipo de análise não simula corretamente o corte diagonal do nembro. Para a amplitude de 100%, conclui-se novamente que os modelos com elementos quadráticos apresentam respostas muito semelhantes. De notar que, as análises quadráticas abortaram aos 3.45 s, antes de atingir o estado limite CI, pois o incremento de tempo necessário era inferior ao requerido pelo Abaqus ( $1.00e-8$ ). No mesmo instante de tempo em que a análise QC abortou, os modelos LR apresentam uma fenda diagonal com maior severidade do que os modelos quadráticos. Quando estes atingem o estado limite CI, o dano aumenta, como esperado. O modelo LC não apresentou dano aos 3.45 s, como as restantes análises. Assim, apenas se representou o dano desta análise no instante de tempo onde atingiu o estado limite CI, apresentando uma falha com uma orientação contrária à dos restantes modelos.

Sendo que é a partir da amplitude de 75% que os modelos atingem pela primeira vez o estado limite CI, as seguintes análises de resultados correspondem apenas a estas amplitudes. Na Figura 21 representaram-se os deslocamentos relativos para as análises implícitas da amplitude 75%, de forma a perceber se estas apresentavam resultados idênticos. É possível concluir que todos os modelos apresentam deslocamentos relativos similares antes de atingirem deformações elevadas (aproximadamente nos 4.5s). Também se pode concluir que os modelos de elementos lineares apresentam respostas mais rígidas, principalmente o modelo LC que não chega a atingir o estado limite. A massa no topo do nembro causa um comportamento de flexão no mesmo. Assim, o modelo LC subestimou os deslocamentos, sendo que os elementos lineares com integração completa são mais rígidos neste tipo de deformações. Foi ainda efetuada uma análise com maior número de elementos, mas esta não aliviou o efeito do bloqueio ao corte (*shear locking*). No que diz respeito ao modelo LR, com as três variações de controlo dos modos espúrios (*hourglass*), estes apresentam respostas idênticas. Também se representaram (Figura 21), os valores da energia artificial e da energia de dano para cada uma das análises, que demonstra que os modelos de elementos quadráticos apresentam respostas semelhantes entre si, assim como os modelos LR com as várias técnicas de controlo dos modos espúrios. Mais uma vez, os valores do modelo LC são inferiores em comparação com os restantes modelos.

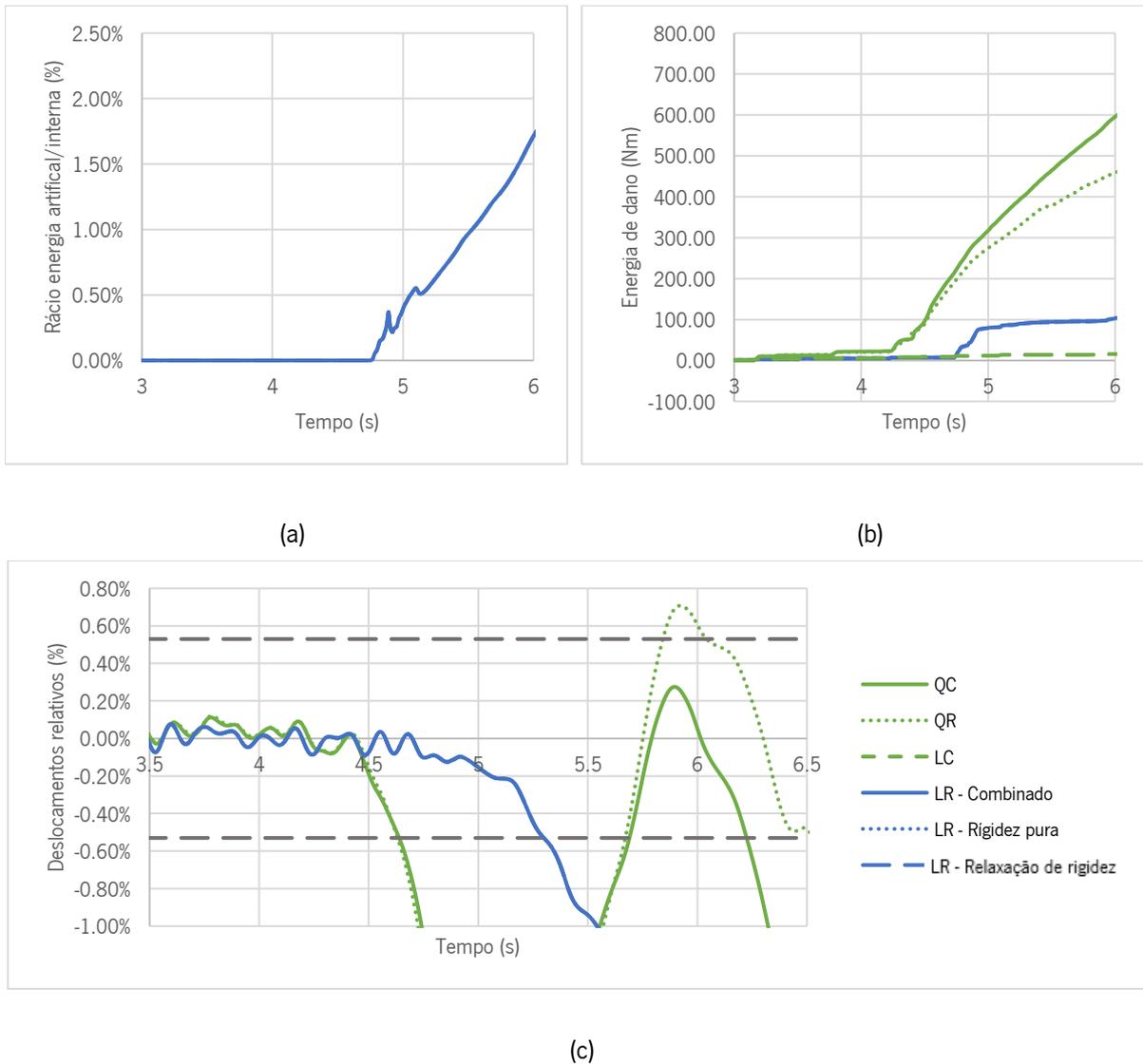


Figura 21 - Respostas das análises implícitas do nembro N1-CD-P (amplitude 75%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia de dano; (c) deslocamentos relativos.

Relativamente à amplitude de 100%, os modelos apresentam mais dano, o que está de acordo com o expectável. Os deslocamentos relativos obtidos permitem concluir que, tal como para a amplitude 75%, os modelos mostram resultados similares até atingirem deformações elevadas, sendo que os resultados dos modelos lineares são mais rígidos que os modelos quadráticos. De referir que, no caso do modelo QC, a análise foi interrompida antes de atingir o estado limite CI, devido a problemas de convergência (necessitava de um incremento de tempo inferior ao definido:  $1.00e-8$ ). Quanto ao rácio entre a energia artificial e a energia interna, o limite de 5% também não foi ultrapassado em nenhuma das análises para esta amplitude.

Relativamente às análises explícitas, inicialmente realizaram-se dez modelos distintos com o objetivo de perceber que tipo de controlo dos modos espúrios apresentaria melhores resultados. Dentro deste conjunto de análises, utilizaram-se as mesmas técnicas de controlo que foram utilizadas nas análises implícitas, fazendo variar o fator de escala de 0.01, 0.02 e 0.03. No caso da técnica de controlo da relaxação de rigidez, também se testou um fator de escala de 1.0, por se tratar do valor padrão do Abaqus. Nesta primeira série de análises apenas se teve em consideração o parâmetro de amortecimento  $\alpha$  e só se utilizou a amplitude de 75% da ação sísmica por se ter concluído que é nesta amplitude que o estado limite CI é ultrapassado pela primeira vez (análise implícita). O intervalo de tempo inicial, calculado automaticamente pelo Abaqus, foi de 3.69768e-5 s.

Na Figura 22 estão representados os padrões de dano (através das extensões principais máximas) para cada uma das análises. Neste caso, o dano apresentado corresponde ao segundo onde cada análise atingiu o estado limite CI (Tabela 11). É possível perceber que o tipo de controlo dos modos espúrios tem alguma influência nos resultados, assim como o fator de escala. No entanto, todos os casos estudados apresentaram um padrão de dano consistente e semelhante aos modelos implícitos, com a ocorrência de uma fenda diagonal.

Poder-se-ia ter optado por qualquer um dos tipos de controlo apresentados para a seguinte série de análises explícitas, visto que, em geral, o seu comportamento foi bastante similar, no entanto, optou-se pela utilização do método da relaxação da rigidez por se tratar do método padrão do programa Abaqus. No que diz respeito ao fator de escala, decidiu-se prosseguir o estudo com um valor de 0.01 por ser aquele que apresenta percentagens de energia artificial inferiores (Figura 23), excluindo o 1.00 por este não apresentar dano similar às análises implícitas.

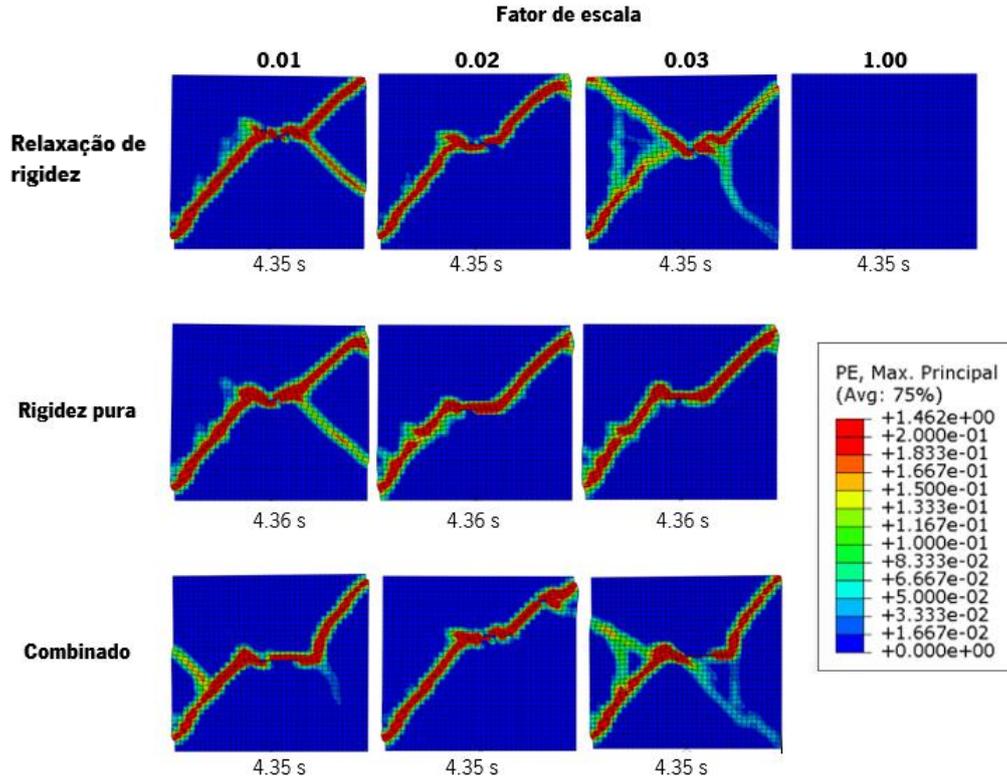


Figura 22 - Extensões máximas das análises implícitas do nembro N1-CD-P (75%) (primeira série de análises).

Tabela 10 - Resultados das análises explícitas do nembro N1-CD-P (primeira série de análises).

Tipo de análise			<i>Bulk</i>	Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos	
LR	α	Relaxação da rigidez	0.01	0.06	75%	4.42 s	4.35 s (CI)	0.55%
			0.02			4.44 s	4.37 s (CI)	0.54%
			0.03			4.35 s	não atingiu	0.33%
			1.00			6.54 s	não atingiu	0.16%
	α	Rigidez pura	0.01	0.06	75%	4.38 s	4.36 s (CI)	0.57%
			0.02			4.38 s	4.36 s (CI)	0.55%
			0.03			4.35 s	não atingiu	0.43%
			0.01			0.06	75%	4.60 s
	0.02	4.40 s	4.35 s (CI)	0.57%				
	0.03	4.40 s	4.35 s (CI)	0.57%				

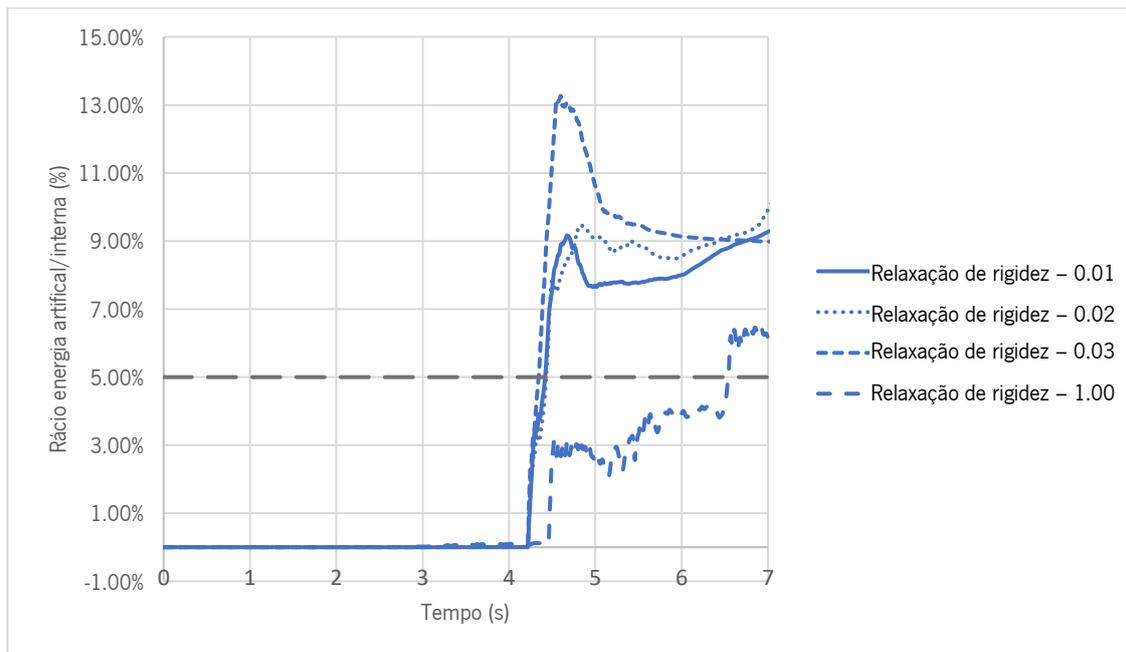


Figura 23 - Rácio entre a energia artificial e a energia interna das análises explícitas do nembro N1-CD-P (75%) (relaxação da rigidez).

A segunda série de análises explícitas teve como objetivo avaliar a influência do parâmetro de amortecimento  $\beta$ , optando-se por três variações: (a) valor de base do amortecimento de Rayleigh (Tabela 6); (b) 10% do valor de base ( $0.1\beta$ ); (c) valor igual a zero ( $\beta=0$ ). Os padrões de dano são igualmente consistentes com as análises anteriores (Figura 24), onde ocorre uma fenda diagonal de corte ao longo do nembro. De notar que os instantes de tempo correspondem ao momento em que os respetivos modelos atingem o estado limite CI (Tabela 11). Realça-se que, nesta série de análises foram exploradas todas as quatro amplitudes (25%, 50%, 75% e 100%), no entanto, apenas se apresentam os resultados para a amplitude 75% e 100% por serem aquelas que apresentam dano (Figura 24).

Tabela 11 - Resultados das análises explícitas do nembro N1-CD-P (segunda série de análises).

Tipo de análise		Bulk	Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos	
LR	$\alpha$	Relaxação da rigidez (0.01)	0.06	25%	não atingiu	não atingiu	0.04%
				50%	não atingiu	não atingiu	0.07%
				75%	4.42 s	4.35 s (CI)	0.55%
				100%	3.35 s	3.25 s (CI)	0.57%
	$\alpha + \beta$			25%	não atingiu	não atingiu	0.04%
				50%	não atingiu	não atingiu	0.07%
				75%	não atingiu	não atingiu	0.36%
				100%	não atingiu	3.57 s (CI)	0.54%
	$\alpha + 0.1\beta$			25%	não atingiu	não atingiu	0.04%
				50%	não atingiu	não atingiu	0.07%
				75%	não atingiu	4.55 s (CI)	0.57%
				100%	não atingiu	3.37 s (CI)	0.53%

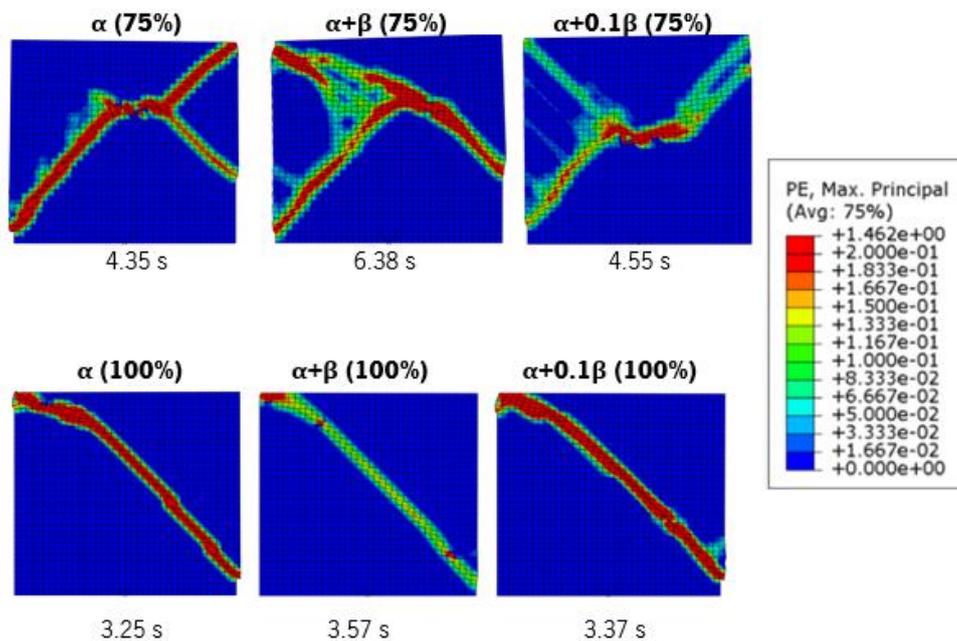


Figura 24 - Extensões máximas das análises explícitas do nembro N1-CD-P (segunda série de análises).

De acordo com a Figura 25, que ilustra a energia artificial, a energia dissipada por dano e os deslocamentos relativos desta série de análises para a amplitude 75%, é possível verificar que a introdução do parâmetro  $\beta$  retarda o aumento da percentagem de energia artificial. No entanto, quando não é feita a redução para 10% deste valor, os deslocamentos diminuem significativamente e a ocorrência

do dano também sofre um atraso, o que pode corresponder um cenário irrealista (muito amortecido na análise explícita). No que diz respeito à energia dissipada por dano, os modelos com  $\beta=0$  e  $0.1\beta$  apresentam um comportamento similar no estado limite CI. Relativamente ao incremento de tempo, este apresenta um valor mais reduzido quando se utiliza o valor total de base de  $\beta$  ( $2.98e-6$  s), que conduz a uma duração do tempo da análise superior, aumentando ligeiramente quando o  $\beta$  é reduzido para 10% do seu valor inicial ( $2.01e-5$  s) e quando este é nulo ( $3.70e-5$  s).

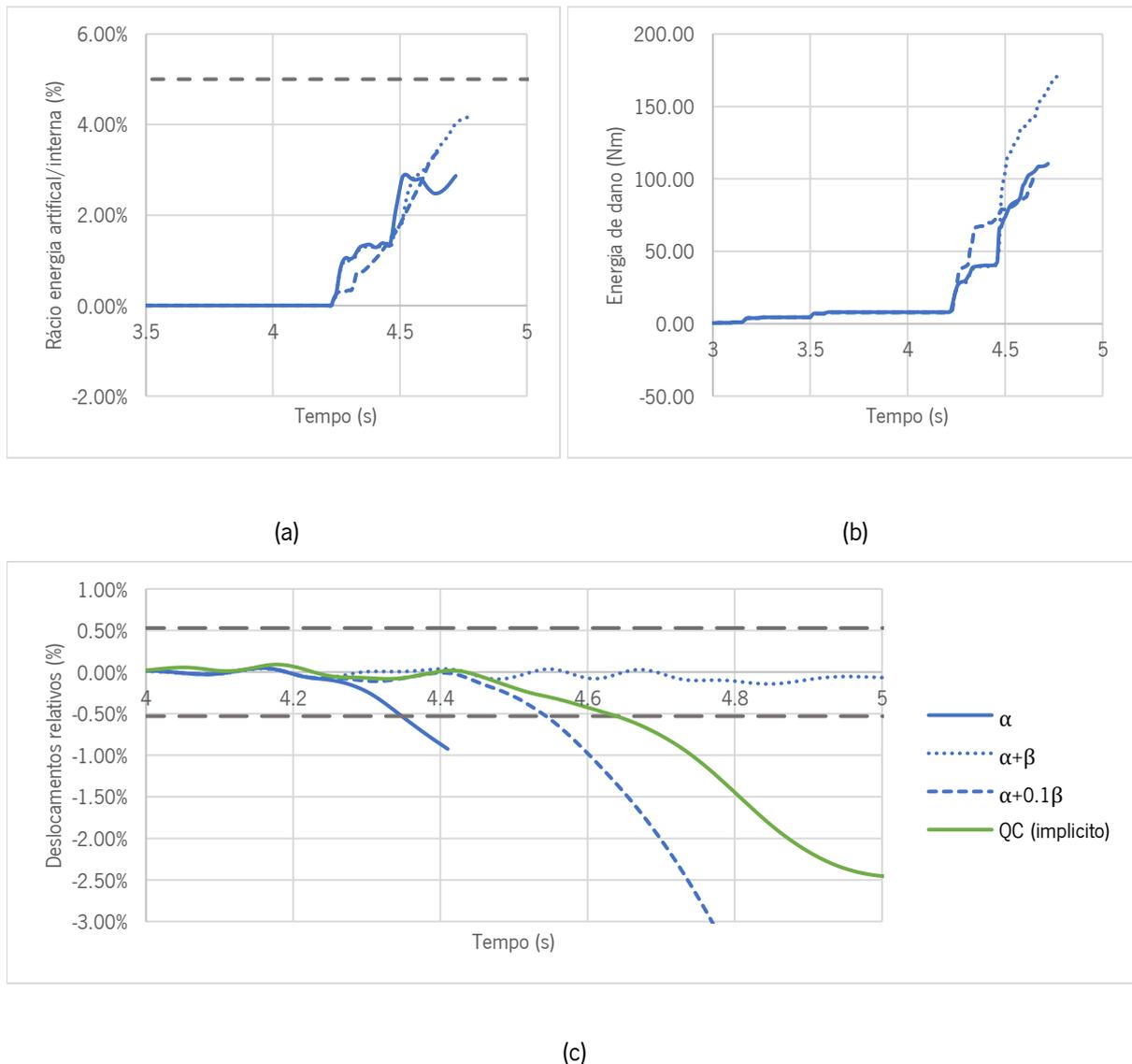


Figura 25 - Respostas da segunda série de análises explícitas do nembo N1-CD-P (amplitude 75%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos.

Relativamente à amplitude de 100%, a Figura 24 ilustra o dano em cada uma das análises, onde é possível observar que, em geral, o dano é semelhante ao tipo de dano apresentado nas análises implícitas do modelo LR para a mesma amplitude. No entanto, no caso do amortecimento com o valor de base de

$\beta$ , o dano é menos severo que nas restantes análises, o que pode significar que esta apresenta resultados irrealistas. Tal como na amplitude 75%, a primeira análise a atingir o estado limite CI é aquela com o valor de  $\beta=0$ , seguindo-se da análise com 10% do valor de  $\beta$ .

A terceira e última série de análises explícitas para o corte diagonal no plano consistiu na avaliação do parâmetro *bulk* (viscosidade volumétrica), tendo por objetivo perceber a sua influência na resposta e no incremento de tempo. Variou-se este parâmetro, admitindo-se cinco valores distintos: 0.01, 0.06 (valor padrão do Abaqus), 0.50, 1.00 e 5.00. Para a execução das análises, optou-se uma vez mais pela utilização do método de controlo da relaxação da rigidez, com um fator de escala de 0.01, e o parâmetro de amortecimento  $\beta$  reduzido ( $0.1\beta$ ), pelo facto de este apresentar resultados semelhantes às análises implícitas, apresentar energia artificial inferior, e, finalmente, por apresentar um incremento de tempo adequado para a execução das análises (superior à análise com o valor de base de  $\beta$ ). De notar que, para esta série de análises, utilizaram-se as amplitudes 75% e 100% para a ação sísmica. Uma vez mais, analisou-se o padrão de dano destas análises (Figura 26) e comparou-se com os modelos implícitos.

É possível voltar a observar a fenda diagonal ao longo do nembro, que está também presente nas análises anteriores. Conclui-se que, para a amplitude 75%, o modelo com um valor de *bulk* de 1.00 é aquela que demonstra uma resposta mais semelhante às análises implícitas (fenda diagonal principal). Tendo em consideração que o *bulk* é um tipo de amortecimento, este teve um impacto no incremento de tempo, resultando numa redução do incremento de tempo com o aumento do *bulk*. No que diz respeito aos deslocamentos relativos (Figura 27), os modelos com *bulk* igual a 1.00 e 5.00 exibem um comportamento similar aos modelos implícitos LR. Apesar de ambas as respostas serem semelhantes aos modelos implícitos, o modelo com *bulk* de 1.00 apresenta mais estabilidade em termos de energia artificial e tempo de análise.

Tabela 12 - Resultados das análises implícitas do nembro N1-CD-P (terceira série de análises).

Tipo de análise			<i>Bulk</i>	Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
LR	$\alpha + 0.1\beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	0.01	75%	não atingiu	4.53 s (CI)	0.53%
				100%	não atingiu	3.27 s (CI)	0.54%
			0.50	75%	não atingiu	4.45 s (CI)	0.59%
				100%	não atingiu	3.27 s (CI)	0.54%
			1.00	75%	não atingiu	4.62 s (CI)	0.53%
				100%	não atingiu	3.28 s (CI)	0.54%
			5.00	75%	4.62 s	4.60 s (CI)	0.57%
				100%	3.27 s	3.25 s (CI)	0.53%

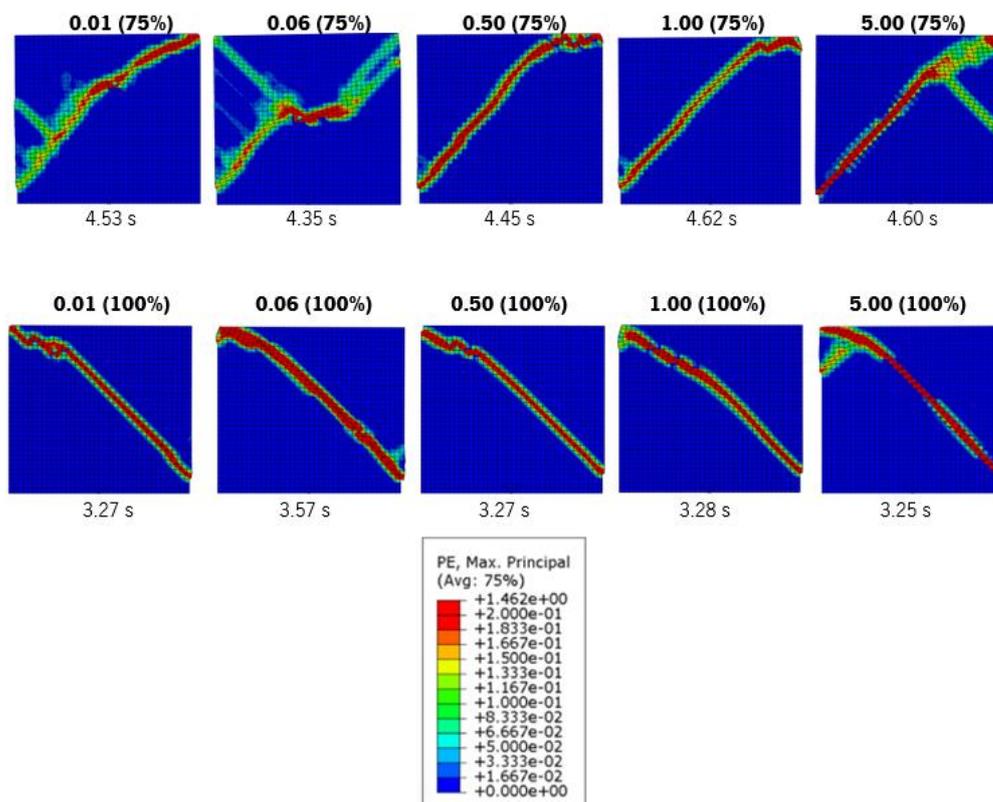


Figura 26 - Extensões máximas das análises explícitas do nembro N1-CD-P (terceira série de análises).

Observando a Figura 26, pode-se concluir que, mais uma vez, os resultados de todas as análises realizadas para a amplitude 100% se assemelham entre si, não sendo possível destacar claramente a análise que melhor se assemelha às análises implícitas, como no caso da amplitude 75%. As conclusões que se tiraram através dos deslocamentos relativos e da energia artificial são as mesmas que na amplitude anterior. As análises com *bulk* 1.00 e 5.00 são as que apresentam melhor desempenho ao

nível dos deslocamentos. No entanto, ao nível do tempo de análise e energia artificial, a análise com um *bulk* de 1.00 apresenta melhores resultados.

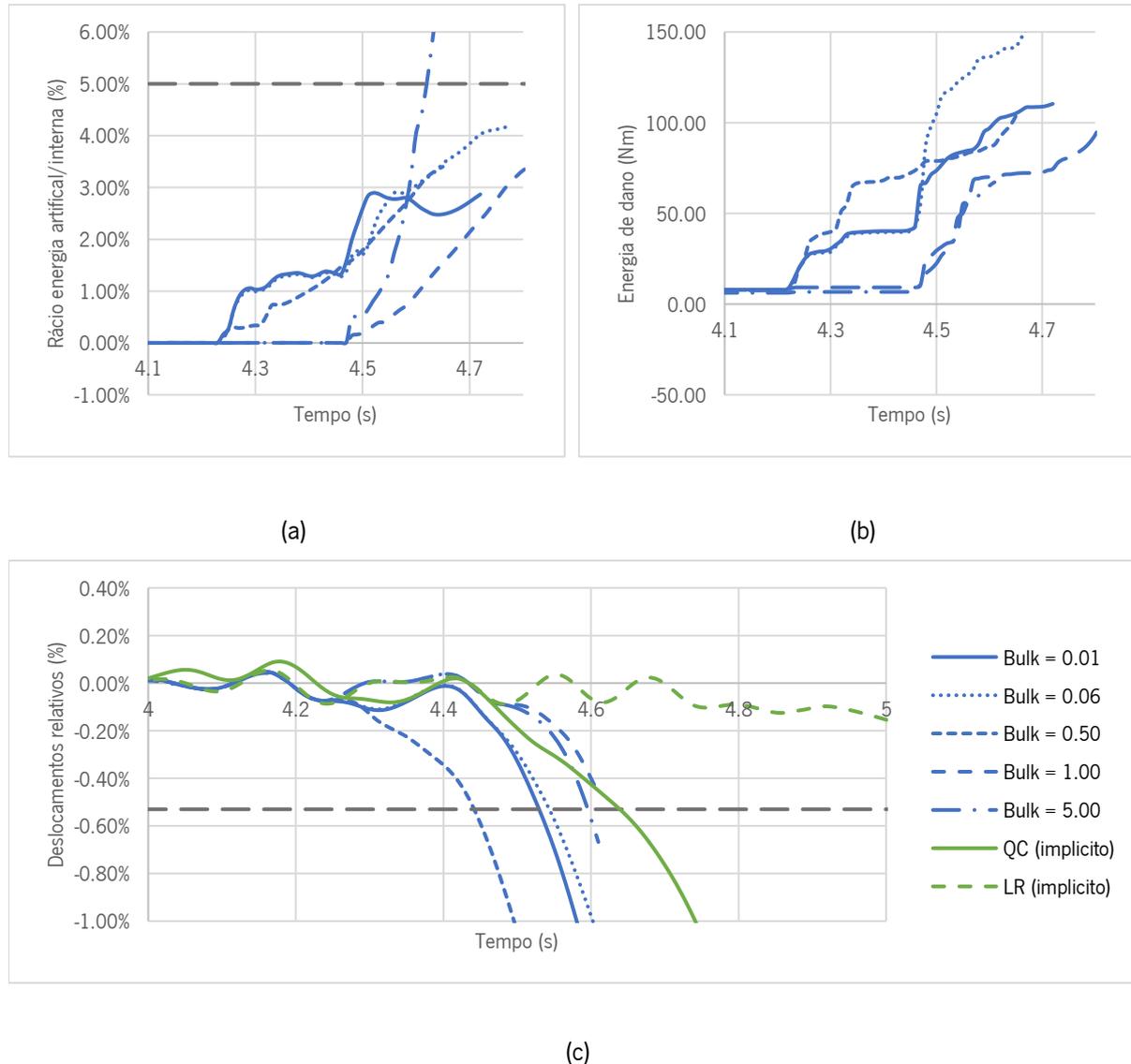


Figura 27 - Respostas da terceira série de análises explícitas do nembro N1-CD-P (amplitude 75%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos.

Após a avaliação de todos os resultados obtidos, foi possível verificar quais as análises explícitas que se assemelham mais aos resultados das análises implícitas. Tendo em consideração as avaliações qualitativas (comparação do padrão de dano entre análises implícitas e explícitas) e quantitativas (rácio de energia artificial, energia de dissipação por dano e estados limite), conclui-se que, primeiramente, o controlo dos modos espúrios não faz variar muito os resultados, portanto optou-se sempre pela utilização do padrão (relaxação da rigidez), os parâmetros de amortecimento com o  $\beta$  reduzido a 10% apresenta resultados mais satisfatórios ao nível do duração da análise e níveis de energia artificial e, finalmente, os

valores de *bulk* que conduzem a resultados mais eficientes e estáveis foram: 0.01, 0.06 (padrão) e 1.00. Destaca-se ainda um conjunto de ferramentas que apresentou resultados relativamente satisfatórios em comparação com as restantes análises explícitas, em que o controlo dos modos espúrios se manteve eficiente, nomeadamente o parâmetro de amortecimento com o  $\beta$  nulo e o *bulk* com o seu valor padrão. De notar que, a combinação mais eficiente dentre todas as apresentadas, foi aquela com o  $\beta$  reduzido a 10% e um valor de *bulk* igual a 1.00.

#### **4.2. Derrube no plano**

Para as análises do derrube no plano, utilizou-se o modelo N6-D-P por ser mais suscetível a este tipo de dano. No que diz respeito à ação sísmica, fez-se variar a sua amplitude em quatro valores diferentes: 200%, 225%, 250% e 275%, pois as amplitudes utilizadas anteriormente eram muito reduzidas para se atingir o dano neste nêmo. De forma a não repetir todas as ferramentas utilizadas no estudo do nêmo N1-CD-P, optou-se por realizar apenas as análises explícitas e implícitas com os resultados que demonstraram um melhor desempenho.

No método implícito, realizaram-se análises com ambos os elementos quadráticos (QC e QR) e com elementos lineares com integração reduzida (LR), optando-se apenas pelo método da relaxação da rigidez para o controlo dos modos espúrios, com um fator de forma de 0.01. No método explícito, selecionaram-se 4 modelos distintos, sendo que todos utilizam o mesmo método de controlo dos modos espúrios: relaxação da rigidez com um fator de forma de 0.01. O primeiro modelo apresenta um fator de amortecimento  $\beta$  nulo e um valor de *bulk* de 0.06 (como utilizado nos casos mais comuns). Os seguintes modelos apresentam um fator de amortecimento  $\beta$  reduzido a 10%, fazendo-se variar o valor do *bulk*: 0.01, 0.06 e 1.00.

Iniciaram-se as análises com método implícito testando as três hipóteses mencionadas anteriormente, onde o incremento de tempo foi definido como 0.0005 s e os valores utilizados para os parâmetros de amortecimento de Rayleigh encontram-se na Tabela 6. Após a análise dos resultados, conclui-se que a primeira amplitude onde o estado limite CI é ultrapassado é igual a 275%. A exceção é o modelo LR, que ultrapassa este limite antes dos restantes, na amplitude 250%. Na Figura 28 encontra-se ilustradas as extensões máximas principais dos três modelos analisados, para as amplitudes onde os estados limite são ultrapassados (250% e 275%). Para avaliar a resposta de cada um dos modelos no mesmo incremento de tempo, escolheu-se o instante de tempo do primeiro modelo a atingir o estado limite CI para cada amplitude (Tabela 13). No caso do modelo LR, como o tempo para o qual este atinge o estado

limite CI é bastante diferente dos restantes modelos, apresenta-se também o dano para o instante de tempo onde este ultrapassa o limite. Relembrando que, uma vez que o estado limite CI seja ultrapassado, os resultados relativos ao resto da análise deixam de ser válidos.

Tabela 13 - Resultados das análises implícitas do nembro N6-D-P.

Tipo de análise			Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
QC	$\alpha + \beta$	-	200%	-	não atingiu	0.10%
			225%	-	não atingiu	0.11%
			250%	-	não atingiu	1.03%
			275%	-	5.71 s (CI)	1.76%
QR	$\alpha + \beta$	-	200%	-	não atingiu	0.10%
			225%	-	não atingiu	0.12%
			250%	-	não atingiu	1.55%
			275%	-	5.75 s (CI)	1.82%
LR	$\alpha + \beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	200%	não atingiu	não atingiu	0.12%
			225%	5.16 s	não atingiu	0.47%
			250%	não atingiu	6.44 s (CI)	1.75%
			275%	não atingiu	4.81 s (CI)	1.80%

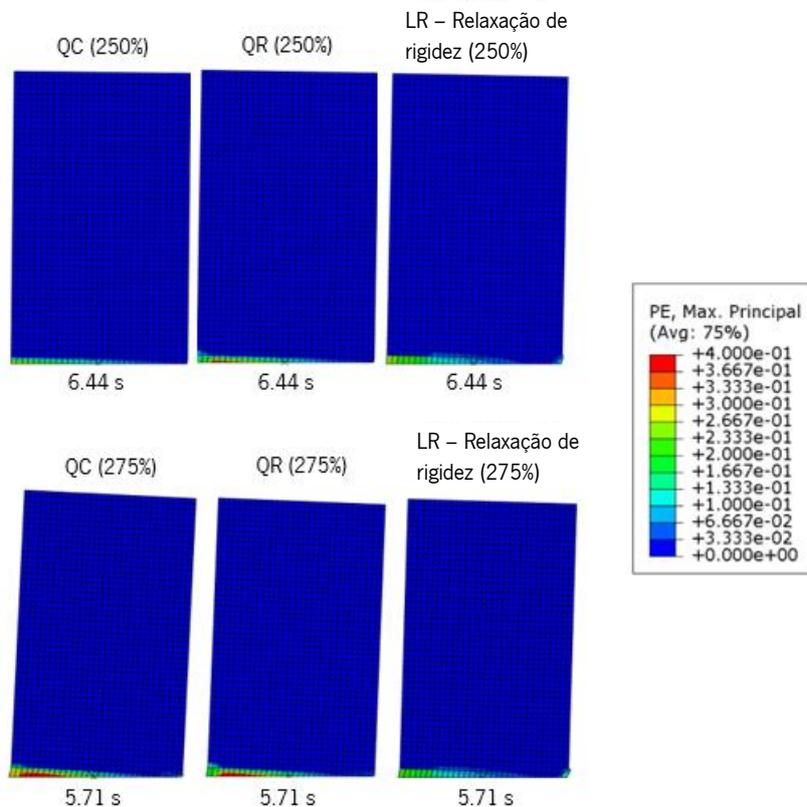


Figura 28 - Extensões máximas das análises implícitas do nembro N6-D-P.

Observando o padrão de dano das amplitudes 250% e 275% (Figura 28), sendo que são aquelas que apresentam dano, é possível identificar uma fenda que se propaga ao longo da base do nembro, o que se encontra de acordo com o esperado. Tendo em consideração o carregamento vertical reduzido de compressão aplicado no nembro e a sua esbelteza, o mecanismo de colapso corresponde ao derrube no plano com rótula na base. Focando-se na amplitude de 275%, onde todos os modelos atingiram o estado limite CI, é possível verificar que os modelos com integração reduzida atingem este estado limite na direção oposta aos modelos com elementos quadráticos.

Sendo que é na amplitude 275% que todos os modelos atingem o estado limite, a Figura 29 apresenta os rácios entre a energia artificial e a interna, a energia dissipada por dano e os deslocamentos relativos apenas para esta amplitude sísmica. Relativamente à energia artificial, como já apresentado na Tabela 13, pode-se concluir que não foi ultrapassado o limite de 5% do rácio energia artificial/interna no modelo LR. Os resultados obtidos para a energia de dissipação por dano dos modelos QC e LR são bastante semelhantes, ao contrário do modelo QR que apresenta valores inferiores. Relativamente aos deslocamentos relativos, é notório que o modelo LR atinge o estado limite CI antes dos outros modelos, ao contrário dos modelos quadráticos que apresentam valores muito semelhantes ao longo de toda a análise, atingindo o estado limite CI praticamente no mesmo instante.

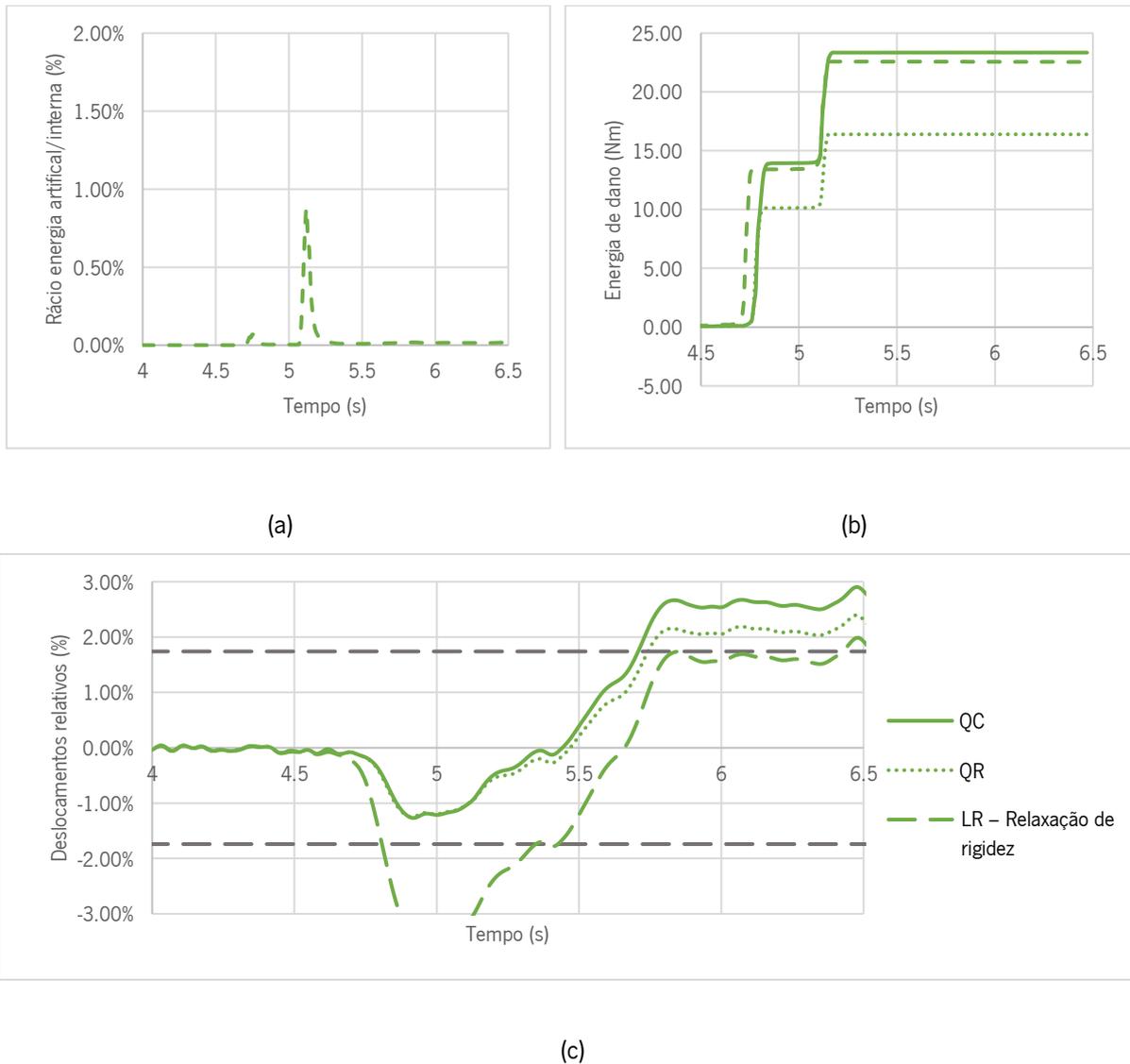


Figura 29 - Respostas das análises implícitas do nembro N6-D-P (amplitude 275%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos.

No que diz respeito às análises explícitas, como referido anteriormente, efetuaram-se três análises com o método da relaxação da rigidez para o controlo dos modos espúrios (fator de escala igual a 0.01), um parâmetro de amortecimento de  $0.1\beta$  e fazendo-se variar o valor do *bulk* (0.01, 0.06 e 1.00). De seguida efetuou-se uma última análise onde o parâmetro de amortecimento  $\beta$  é nulo e o valor do *bulk* é igual ao valor padrão (0.06). Neste caso, todas as análises atingiram o estado limite CI na amplitude 225%, 250% e 275%, ao contrário dos modelos implícitos que apenas atingiram na amplitude 275% (com exceção do modelo LR). Na Figura 30 estão representados os padrões de dano para estas análises, sendo que apenas se representaram as amplitudes 250% e 275%, pois são aquelas que podem ser comparadas aos modelos implícito, sendo que as duas primeiras amplitudes nestes modelos não apresentam qualquer tipo de dano.

Tabela 14 - Resultados das análises explícitas do nembro N6-D-P.

Tipo de análise			Bulk	Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
LR	$\alpha + 0.1\beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	0.01	200%	não atingiu	não atingiu	0.10%
				225%	não atingiu	5.70 s (CI)	1.84%
				250%	não atingiu	4.88 s (CI)	1.87%
				275%	não atingiu	4.79 s (CI)	1.75%
			0.06	200%	não atingiu	não atingiu	0.29%
				225%	não atingiu	4.89 s (CI)	1.87%
				250%	não atingiu	4.81 s (CI)	1.91%
				275%	não atingiu	4.73 s (CI)	1.86%
			1.00	200%	não atingiu	não atingiu	0.19%
				225%	não atingiu	4.89 s (CI)	1.79%
				250%	não atingiu	4.81 s (CI)	1.83%
				275%	não atingiu	4.74 s (CI)	1.95%
	$\alpha$	0.06	200%	não atingiu	não atingiu	0.46%	
			225%	não atingiu	4.88 s (CI)	1.88%	
			250%	não atingiu	4.80 s (CI)	1.77%	
			275%	não atingiu	4.70 s (CI)	1.88%	

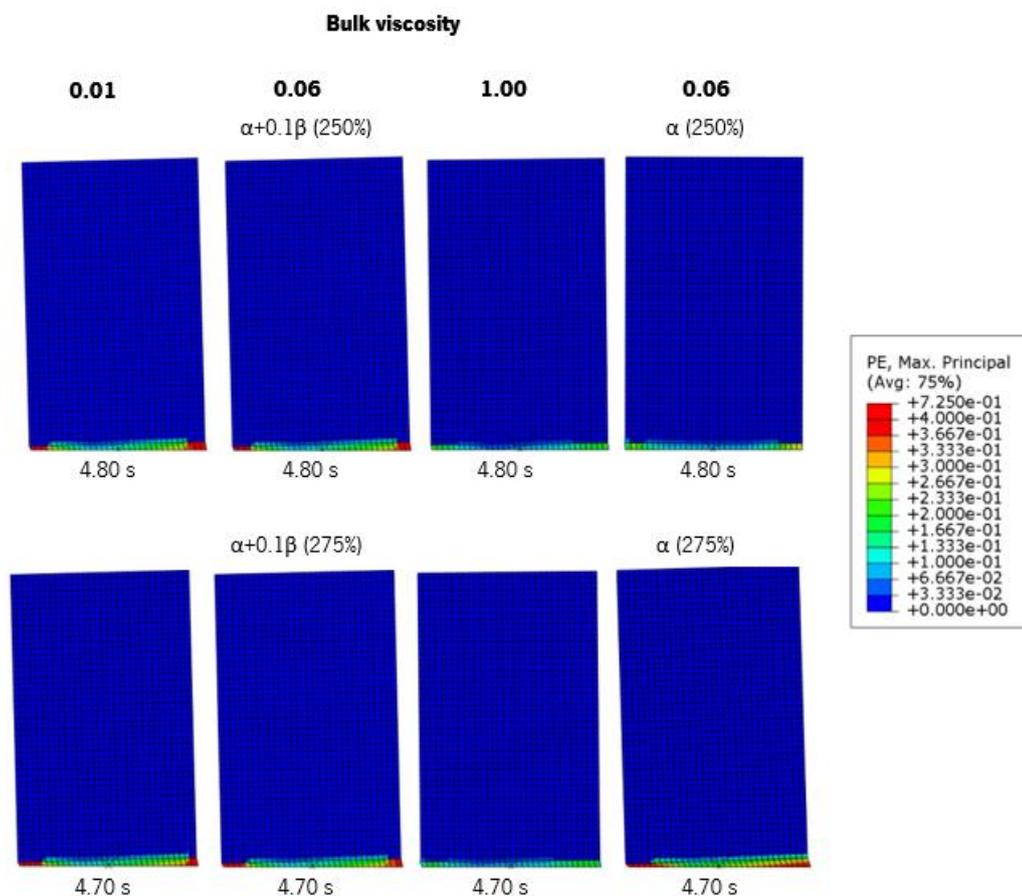


Figura 30 - Extensões máximas das análises explícitas do nembro N6-D-P.

Tal como nas análises implícitas, observa-se uma fenda que se propaga ao longo da base devido à flexão. O padrão de dano é relativamente semelhante entre as diferentes análises. No entanto, o valor das extensões máximas é superior aos valores dos modelos implícitos. É possível perceber que, tal como no modelo implícito LR, os modelos explícitos atingem o estado limite CI na direção oposta aos modelos implícitos QC e QR, isto por se tratar de elementos lineares.

Na Figura 31 apresentam-se os rácios energia artificial/interna, energia por dissipação por dano e os deslocamentos relativos para as análises explícitas correspondentes à amplitude 275%. Acrescentou-se os resultados dos modelos implícitos QC e LR para avaliar se estas análises apresentam um comportamento mais parecido com elementos quadráticos ou lineares.

No que diz respeito à energia artificial, esta não atingiu o máximo limite de 5% em nenhuma das análises realizadas, apresentando valores bastante inferiores em comparação com os valores do modelo implícito LR. Ao nível da energia de dano, os modelos com  $0.1\beta$  e *bulk* igual a 0.01 e 0.06, e o modelo com  $\beta$  nulo são aqueles que mostram resultados mais semelhantes às análises implícitas, sendo que os restantes apresentam valores de dano claramente inferiores. Relativamente aos deslocamentos relativos, os modelos explícitos atingem o estado limite CI em instantes próximos do modelo implícito LR, sendo que o modelo explícito com *bulk* 1.00 é o que apresenta os resultados mais semelhantes. É possível concluir que, ao longo de toda a análise, este modelo mostra o mesmo comportamento que o modelo LR, ao contrário dos restantes que demonstram sempre valores inferiores.

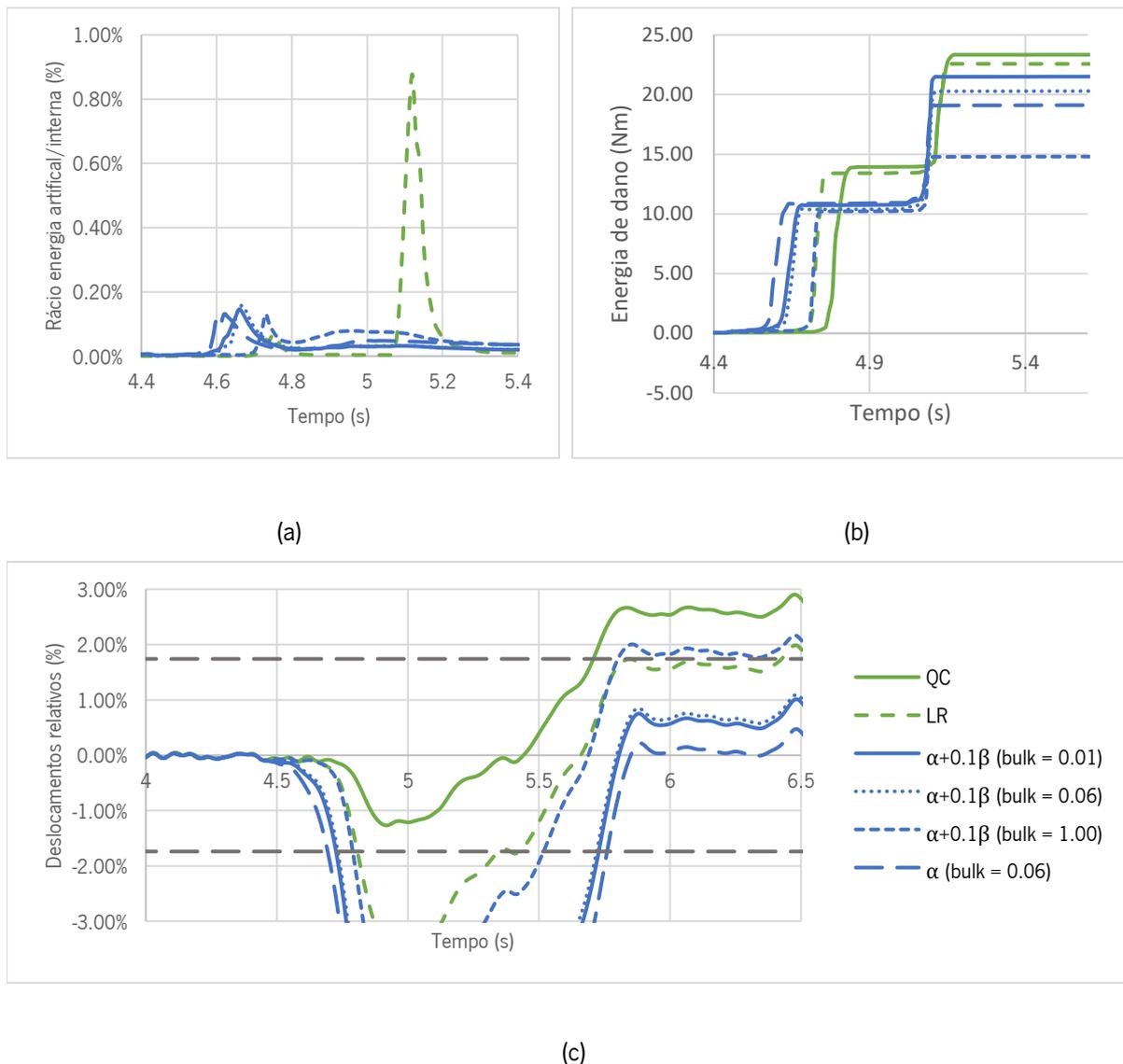


Figura 31 - Respostas das análises explícitas do nembro N6-D-P (amplitude 275%): (a) rácio entre a energia artificial e a energia interna; (b) energia dissipada do dano; (c) deslocamentos relativos.

No que diz respeito à amplitude 250%, optou-se por não apresentar os resultados da mesma visto que estes são semelhantes aos da amplitude 275%, com menor dano. As conclusões são igualmente semelhantes às descritas anteriormente.

Após a avaliação de todos os resultados obtidos, foi possível verificar quais as análises explícitas que se assemelham aos resultados das análises implícitas. No entanto, na escolha de apenas uma análise explícita considerada como a mais promissora, esta corresponderia ao modelo com as seguintes características: método da relaxação da rigidez para o controlo dos modos espúrios (fator de escala: 0.01), parâmetro de amortecimento  $\beta$  reduzido para 10% e valor de *bulk* de 1.00. Este modelo é aquele que apresenta resultados mais próximos dos daqueles obtidos para os modelos implícitos, mais propriamente

o modelo implícito LR, bem como valores de energia artificial satisfatórios e um incremento de tempo aceitável.

## 5. RESPOSTAS PARA FORA DO PLANO

No seguinte capítulo são estudadas as respostas obtidas para as análises para fora do plano dos mecanismos de uma rótula na base e três rótulas. Iniciaram-se as análises com o método implícito (Abaqus/Standard) com elementos de casca (sem consideração da não linearidade geométrica, devido ao elevado esforço computacional e dificuldades de convergência) e, para este tipo de elementos, o Abaqus tem apenas disponível três tipos de análises: (a) elementos lineares com integração completa (LC); (b) elementos lineares com integração reduzida (LR); (c) elementos quadráticos com integração completa (QC). No capítulo 4, secção 4.1, conclui-se que os resultados relativos à análise LC não eram semelhantes aos resultados das restantes análises implícitas, posto isto optou-se pela exclusão da mesma. No que diz respeito aos métodos de controlo dos modos espúrios, optou-se por continuar a utilizar o método da relaxação da rigidez, com fator de escala de 0.01, tendo em consideração as conclusões do capítulo anterior. Relativamente às análises explícitas, estas foram elaboradas com o mesmo método de controlo dos modos espúrios mencionado anteriormente. Para os restantes parâmetros em estudo (amortecimento e *bulk viscosity*), avaliou-se a combinação que apresentou os resultados com melhor desempenho no capítulo 4, ou seja, com a redução do parâmetro de amortecimento  $\beta$  para 10% e um valor de *bulk* de 1.00. Também se optou pela avaliação do modelo com o parâmetro  $\beta$  nulo e um *bulk* de 0.06 (valor padrão), por forma a verificar se estas duas hipóteses mostram resultados mais semelhantes entre elas. Uma vez mais, considerou-se que a resposta é válida até atingir o estado limite CI (colapso iminente), caso não ultrapasse os 5% de energia artificial.

Ao longo da análise dos modelos com elementos de casca verificou-se que os resultados explícitos apresentam menor estabilidade em comparação com os resultados implícitos. Assim, como referido no capítulo 3, secção 3.2., optou-se por testar a utilização de elementos sólidos para avaliar se os problemas numéricos estariam relacionados com o tipo de elemento utilizado. Neste estudo foi avaliada a energia artificial presente no modelo, tendo em consideração o limite de 10%, uma vez que estes elementos apresentaram valores de energia artificial muito superiores aos anteriores, e os deslocamentos relativos juntamente com os estados limites.

### 5.1. Derrube para fora do plano com rótula na base

Utilizou-se o nembro N6-D-FP-1R para elaborar as análises do derrube para fora do plano, através de um mecanismo com uma rótula na base. No que diz respeito à ação sísmica (ortogonal ao plano do nembro), variou-se a sua amplitude entre intervalos de 25%, por forma a verificar em que amplitudes o modelo

atinge os estados limites. De forma a não apresentar um número de resultados exagerado, que não contribui para as conclusões finais, apresentaram-se na Tabela 15 apenas as amplitudes que se acharam necessárias para verificar onde o modelo ultrapassa os estados limites.

Definiu-se um incremento de tempo de 0.0005 s para as análises implícitas e, os valores utilizados para os parâmetros de amortecimento de Rayleigh encontram-se na Tabela 6. Na Figura 32 encontra-se ilustradas as extensões máximas principais dos dois modelos analisados, sendo que estes valores são os valores máximos do modelo, pois existem 7 pontos de integração ao longo da espessura, o que significa que os valores das extensões podem corresponder a qualquer uma das 7 camadas. Para avaliar a resposta de cada um dos modelos no mesmo incremento de tempo, escolheu-se o tempo do primeiro modelo a atingir o estado limite para cada amplitude (Tabela 15). Optou-se apenas por apresentar o dano da amplitude para a qual ambos os modelos implícitos atingem o estado limite CI (a partir do qual a resposta não é considerada válida), e para aquela onde os modelos explícitos também atingem este limite (Tabela 16), pois estas são as respostas que mais contribuem para as conclusões finais.

Tabela 15- Resultados das análises implícitas do modelo de casca nembro N6-D-FP-1R.

Tipo de análise			Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
QC	$\alpha + \beta$	-	100%	não atingiu	não atingiu	0.037 m
			175%	não atingiu	não atingiu	0.114 m
			200%	não atingiu	não atingiu	0.156 m
			250%	não atingiu	4.79 s (DS)	0.186 m
			275%	não atingiu	4.91 s (CI)	0.303 m
LR	$\alpha + \beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	100%	não atingiu	não atingiu	0.051 m
			175%	não atingiu	não atingiu	0.151 m
			200%	não atingiu	4.88 s (DS)	0.181 m
			250%	não atingiu	4.81 s (DS)	0.186 m
			275%	não atingiu	4.94 s (CI)	0.300 m

Tabela 16 - Resultados das análises explícitas do modelo do modelo de casca do nembro N6-D-FP-1R.

Tipo de análise			Bulk	Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
LR	$\alpha + 0.1\beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	1.00	75%	não atingiu	não atingiu	0.014 m
				100%	não atingiu	9.75 s (CI)	0.302 m
				275%	7.73 s	4.77s (CI)	0.303 m
	$\alpha$		0.06	75%	não atingiu	não atingiu	0.024 m
				100%	não atingiu	7.40 s (CI)	0.302 m
				275%	não atingiu	4.75 s (CI)	0.306 m

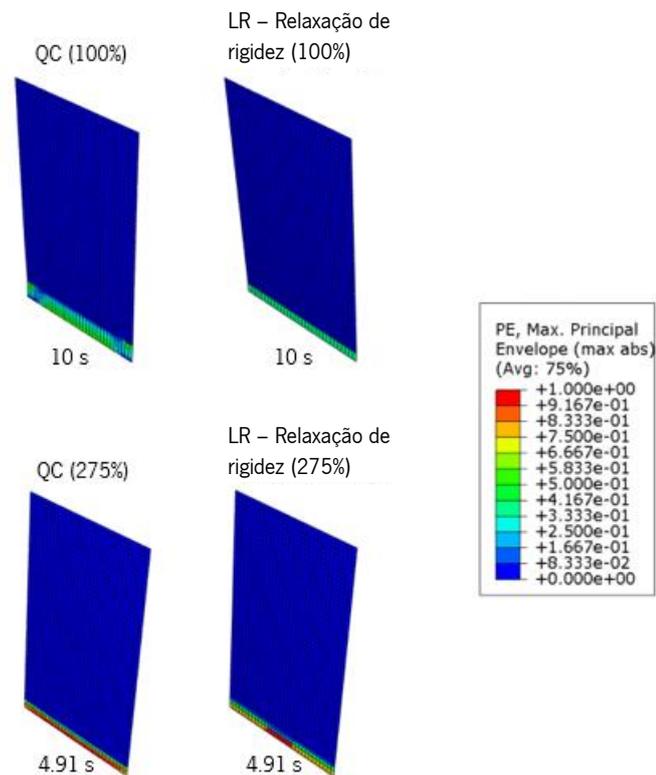
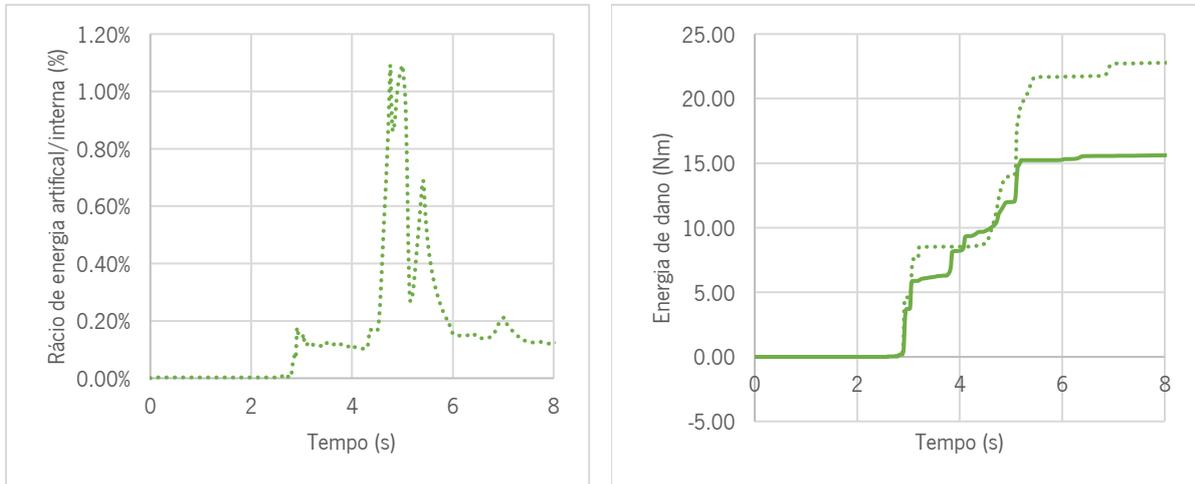


Figura 32 - Extensões máximas das análises implícitas do modelo com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R.

Primeiramente, observando as tabelas Tabela 15 e Tabela 16, é notório que, para este tipo de dano, as amplitudes para as quais os modelos implícitos atingem os estados limite são bastante superiores às dos modelos explícitos. Observando o padrão de dano na Figura 32, é possível distinguir em todos os casos de estudo uma fenda que se propaga ao longo da base do nembro, de acordo com o esperado, ficando mais notório com o aumento das amplitudes. Na amplitude de 100%, o dano é ligeiramente superior no modelo LR no final da análise, enquanto na amplitude 275%, o dano é superior no modelo QC, visto que este atinge primeiro o estado limite CI.

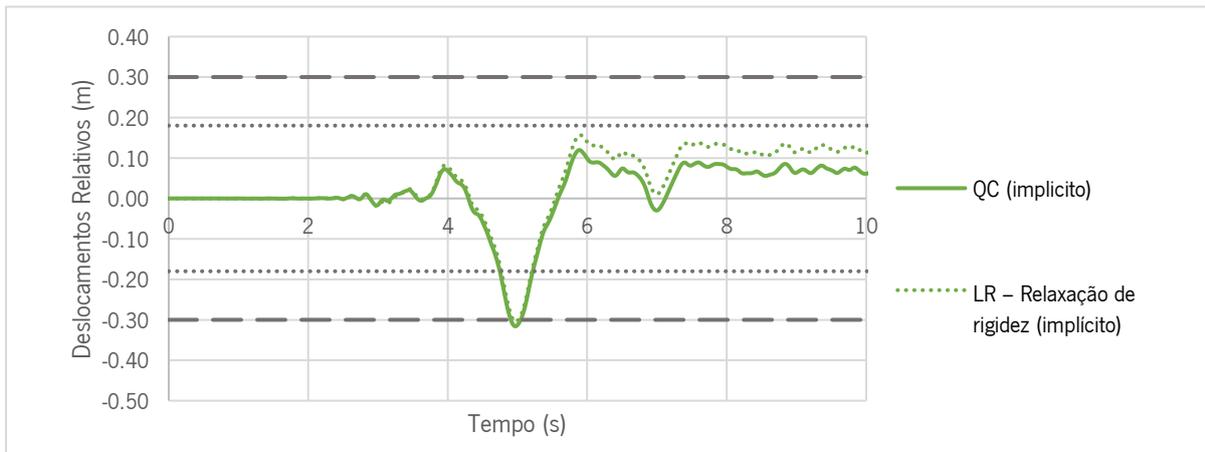
Na Figura 33 encontram-se representadas as respostas em termos de energia dissipada por dano, rácio de energia artificial/interna e deslocamentos relativos para a amplitude 275%, uma vez que corresponde à amplitude que causa maior severidade de dano (CI). em termos de energia artificial, o valor máximo adotado nunca é ultrapassado. No que diz respeito à energia de dano, os dois modelos demonstram valores semelhantes até aos 3 s, após este tempo, a energia de dano do modelo LR é superior ao modelo QC. Lembra-se que, após os 4.91 s, onde os modelos atingem o estado limite CI, as respostas não são válidas. Em relação aos deslocamentos relativos, conclui-se que estes são muito semelhantes mesmo

após atingirem o estado limite CI, que ocorre praticamente no mesmo instante de tempo. No que diz respeito às restantes amplitudes estudadas, apesar do modelo LR atingir o estado limite DS (dano significativo) para uma amplitude inferior em comparação com o modelo QC, as conclusões retiradas são semelhantes às conclusões da amplitude apresentada.



(a)

(b)



(c)

Figura 33 - Respostas das análises implícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R (amplitude 275%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia de dano; (c) deslocamentos relativos.

Relativamente às análises explícitas, foi efetuada a comparação da resposta utilizando o parâmetro de amortecimento  $\beta$  com um valor reduzido a 10% e sem  $\beta$ , e a utilização de um *bulk* de 1.00 e de 0.06. É importante avaliar se os resultados destas duas combinações são semelhantes, pois a utilização do parâmetro  $\beta$  e de um valor de *bulk* elevado, aumenta a duração da análise. Uma vez mais, elaboraram-se as análises para amplitudes com intervalos de 25%, por forma a verificar em que momento estes

modelos atingiam os estados limites. De notar que, também se realizaram análises para a amplitude na qual os modelos implícitos atingiram o estado limite CI, com o objetivo de analisar as diferenças das respostas implícitas e explícitas nas diferentes amplitudes em que estes modelos atingem este limite. Para avaliar a resposta de cada um dos modelos no mesmo incremento de tempo, escolheu-se o instante de tempo do primeiro modelo a atingir o estado limite para cada amplitude (Tabela 16). Apresenta-se apenas o dano relativo à amplitude para a qual ambos os modelos explícitos ultrapassam o estado limite CI, e para aquela onde os modelos implícitos também ultrapassam este limite (275%), pois, novamente, estas são as respostas que mais contribuem para as conclusões finais.

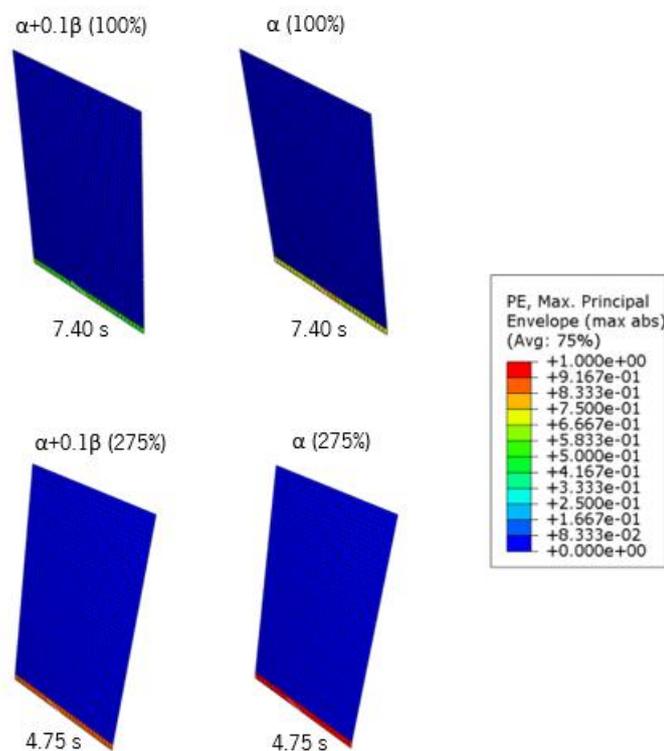


Figura 34 - Extensões máximas das análises explícitas do modelo com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R.

Tal como nas análises implícitas, é possível observar uma fenda que se propaga ao longo da base devido à flexão, o que era expectável. O padrão de dano é semelhante entre as diferentes análises, demonstrando valores de dano, na amplitude 275%, superiores aos valores do modelo implícito para a mesma amplitude. Também é possível verificar que, as respostas demonstram resultados com maior dano no modelo  $\beta=0$  em comparação com o modelo  $0.1\beta$ , o que significa que este primeiro é mais conservativo (menos amortecimento no sistema).

Nas Figuras 35 e 36 estão apresentados os resultados da energia artificial, energia de dissipação por dano e deslocamentos relativos para as amplitudes 100% e 275%, respetivamente. Optou-se também por incluir os valores das análises implícitas, por forma a facilitar a comparação de resultados. Para a amplitude 100%, aquela onde os modelos explícitos atingem o estado limite CI, e pelo rácio energia artificial/interna, é possível verificar que o modelo explícito com  $\beta=0$  demonstra níveis de energia artificial inferiores ao modelo implícito LR e ao modelo explícito com  $0.1\beta$ . Para esta amplitude, nenhum modelo atingiu o limite de 5%. Relativamente à energia dissipada por dano, ambos os modelos explícitos apresentam valores inferiores aos modelos implícitos, e as respostas explícitas apresentam resultados semelhantes. No que diz respeito aos deslocamentos relativos, os quatro modelos estudados revelam respostas relativamente semelhantes até aos 5 s. Seguidamente, os deslocamentos dos modelos explícitos aumentam até atingir o estado limite CI. Este aumento repentino e exponencial dos deslocamentos nos modelos explícitos pode indicar que estes atingem o estado limite devido a problemas numéricos/instabilidade na análise. De notar que, como esperado, o incremento de tempo inicial do modelo  $\beta=0$  ( $9.19e-6$  s) é superior ao do modelo  $0.1\beta$  ( $3.71e-6$  s).

Relativamente à amplitude 275%, aquela onde os modelos implícitos atingem o estado limite CI, os níveis de energia artificial/interna no modelo implícito LR e no modelo explícito  $0.1\beta$  aumentam, chegando a atingir valores superiores a 1% e a 5%, respetivamente. A energia de dissipação por dano também aumenta, sendo que para esta amplitude o modelo  $0.1\beta$  ultrapassa os valores de dano do modelo  $\beta=0$ , contrariamente ao verificado para a amplitude anterior. No entanto, as análises implícitas continuam a apresentar valores finais de dissipação de energia por dano superiores aos das explícitas. No entanto, note-se que as análises explícitas apresentam instabilidade na fase inicial do sismo, causando a perda do equilíbrio e o colapso do modelo nessa fase inicial. No que diz respeito aos deslocamentos relativos, as respostas dos quatro modelos são muito semelhantes até atingirem o estado limite CI, que ocorre em intervalos de tempo muito próximos. Seguidamente, os deslocamentos dos modelos explícitos aumentam exponencialmente em comparação com os implícitos. Note-se que os resultados das análises explícitas, em termos de deslocamentos, começam a divergir em relação as análises implícitas no início da fase intensa do sismo. Tendo em consideração a avaliação das respostas, verifica-se que os modelos estão a atingir os estados limites devido a uma perda de estabilidade da análise pois, após atingirem um dano elevado, não conseguem recuperar o equilíbrio, ao contrário da implícita sem não linearidade geométrica.

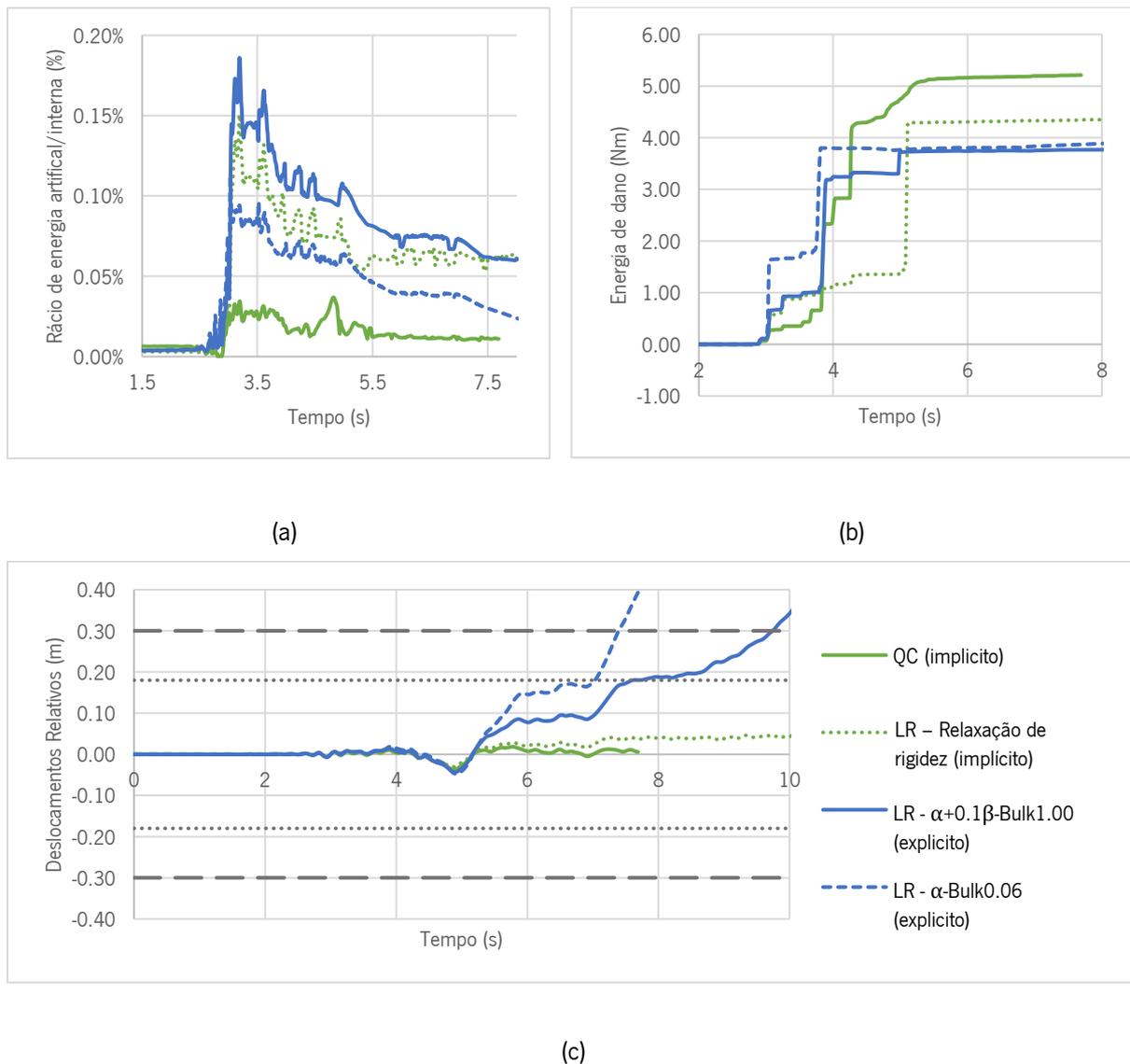


Figura 35 - Respostas das análises explícitas do nêmo N6-D-FP-1R (amplitude 100%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.

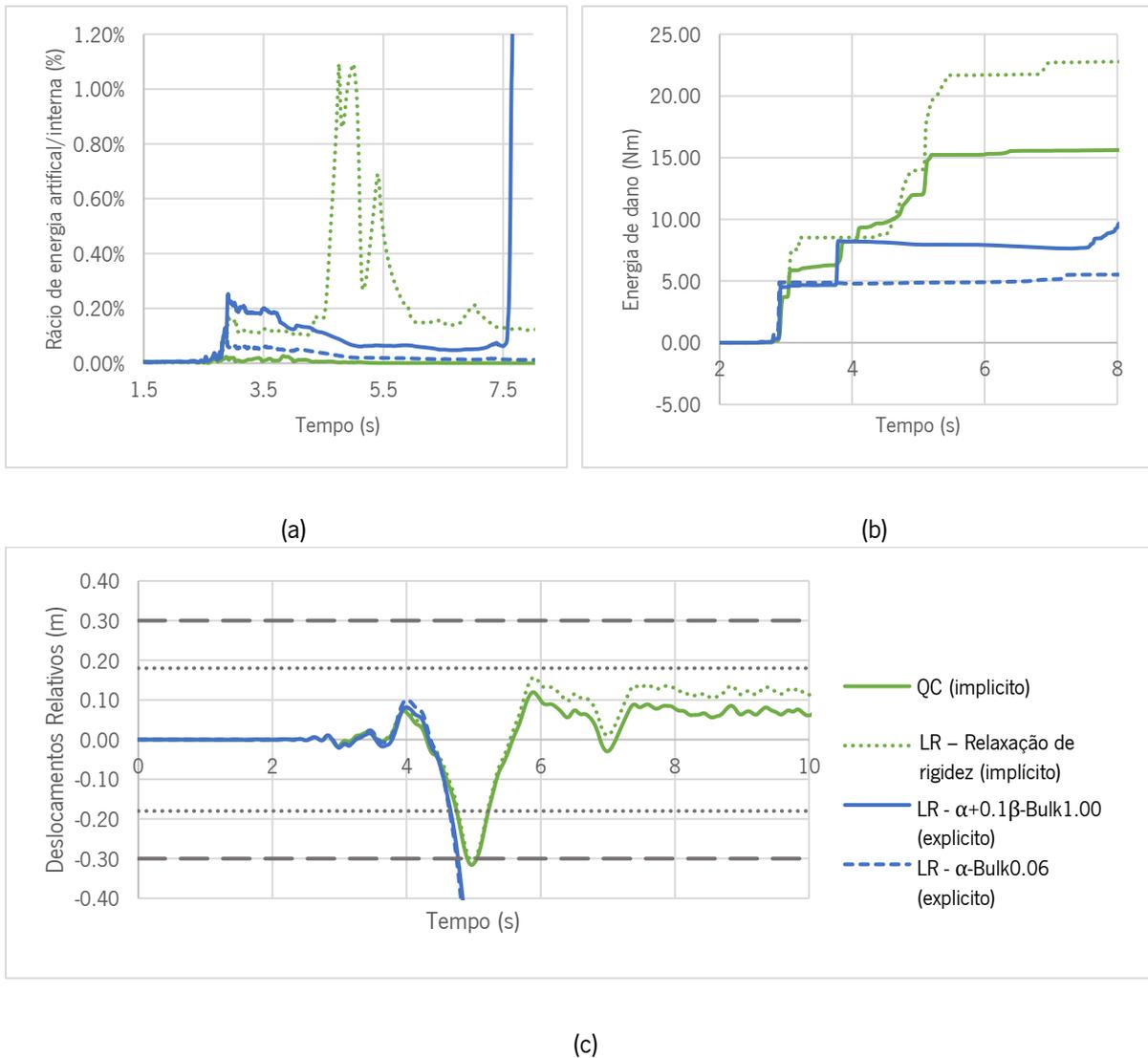


Figura 36 - Respostas das análises explícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-1R (amplitude 275%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.

Como referido no início do presente capítulo, visto que as respostas dos modelos explícitos com elementos de casca apresentam resultados instáveis em comparação com as análises implícitas, analisaram-se as respostas dos mesmos modelos, mas, desta vez, com elementos sólidos. Optou-se por iniciar as análises na amplitude para a qual o modelo QC atinge o estado limite CI, e diminuir a amplitude em intervalos de 25% até se verificar onde o modelo explícito com elementos sólidos atinge este estado limite (Figura 37). Neste caso, apenas se executaram análises explícitas para um valor de  $\beta$  reduzido a 10% e um *bulk* de 1.00, por se tratar do modelo que se mostrou mais eficaz nas análises efetuadas para os mecanismos de colapso no plano. Neste estudo verificou-se que as respostas implícitas quadráticas com integração completa com elementos sólidos apresentam resultados muito semelhantes a esta mesma análise com elementos de casca (Figura 38). Assim, adotaram-se as análises implícitas

quadráticas com elementos de casca, já realizadas anteriormente, para proceder à comparação de resultados. Note-se que a análise implícita de modelos com elementos sólidos e integração completa requer um elevado esforço computacional. Apesar disto, foi efetuada uma análise implícita para o modelo com elementos sólidos para a amplitude de 150%.

Na Figura 37 apresenta-se o dano dos modelos para as respetivas amplitudes no instante onde estes perdem a estabilidade (4.77 s). Como já verificado para os elementos de casca, os modelos com elementos sólidos apresentam uma fenda ao longo da base do nembro, devido à flexão para fora do plano. No que diz respeito aos deslocamentos relativos (Figuras 38 e 39), são notórias as diferenças entre os resultados dos modelos com elementos de casca e elementos sólidos na fase inicial intensa do sismo (com dano). Os modelos com elementos sólidos (análise explícita) apresentam valores de deslocamentos bastante superiores aos modelos com elementos de casca (análise implícita), atingindo por vezes o dobro destes. É também perceptível o aumento da energia artificial, que ultrapassa, relativamente cedo, o limite de 10% em todas as análises. As respostas para estes elementos demonstram uma perda de estabilidade, por parte das análises explícitas com elementos sólidos, mais tardia em comparação com as anteriores (explícitas com elementos de casca). No entanto, ainda existe uma diferença nos deslocamentos de cerca de 75% a 144% entre as análises implícitas e explícitas, que acompanha o aumento da amplitude sísmica (apenas se realizou esta análise no domínio onde a resposta era válida, ou seja, antes de atingir o limite de 10% de energia artificial ou o estado limite CI). De notar que, tal como na análise explícita com os modelos de casca, após atingir dano elevado, estes modelos também perdem a estabilidade, ao contrário do verificado nas análises implícitas sem não linearidade geométrica com os modelos de casca e de elementos sólidos (ver, por exemplo, os deslocamentos para a amplitude de 150%).

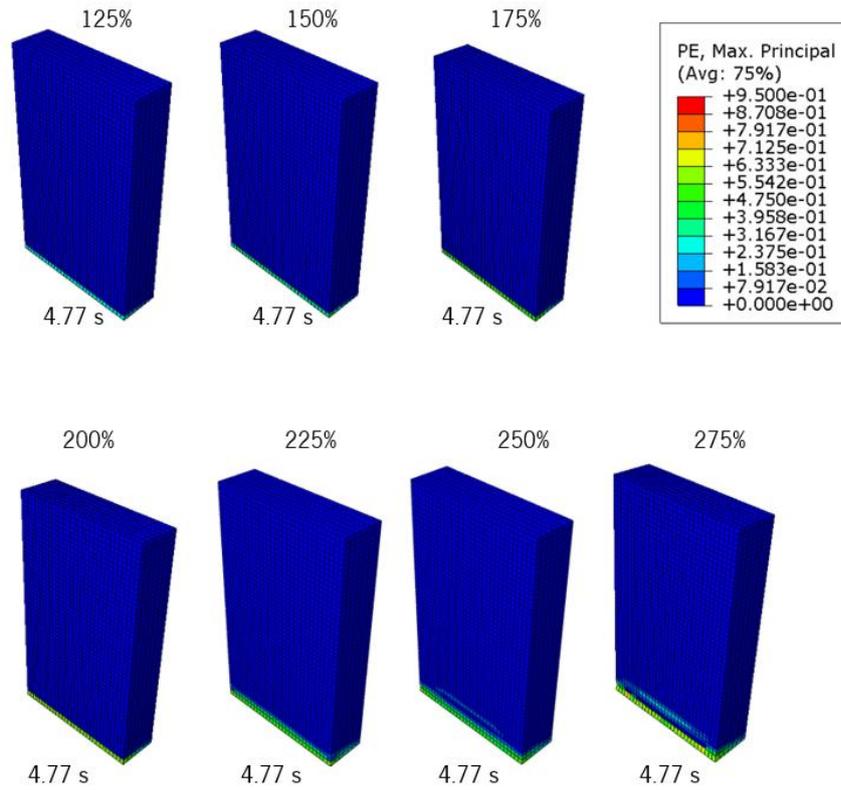


Figura 37 - Extensões máximas das análises explícitas com elementos sólidos do nemo N6-D-FP-1R.

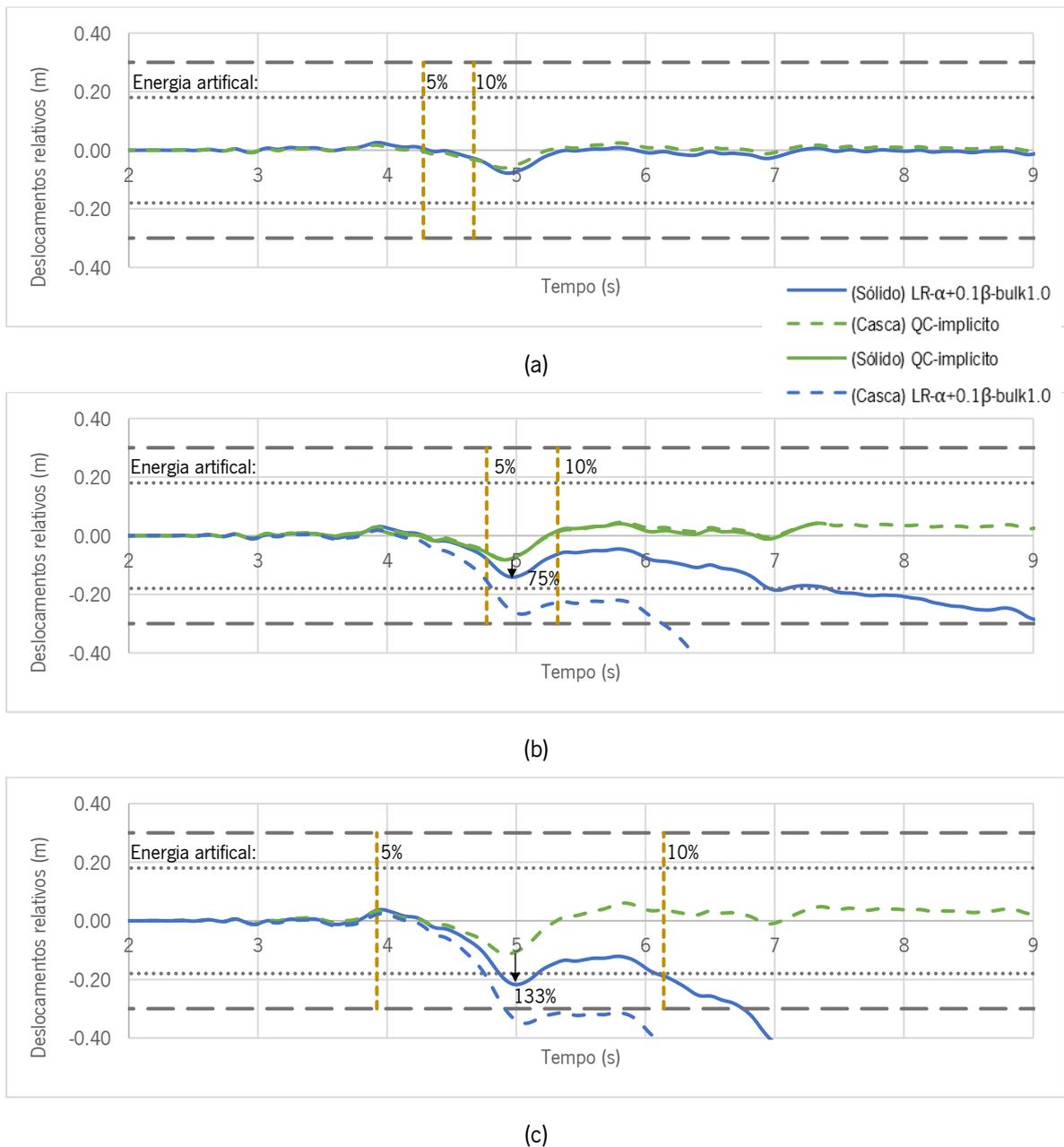
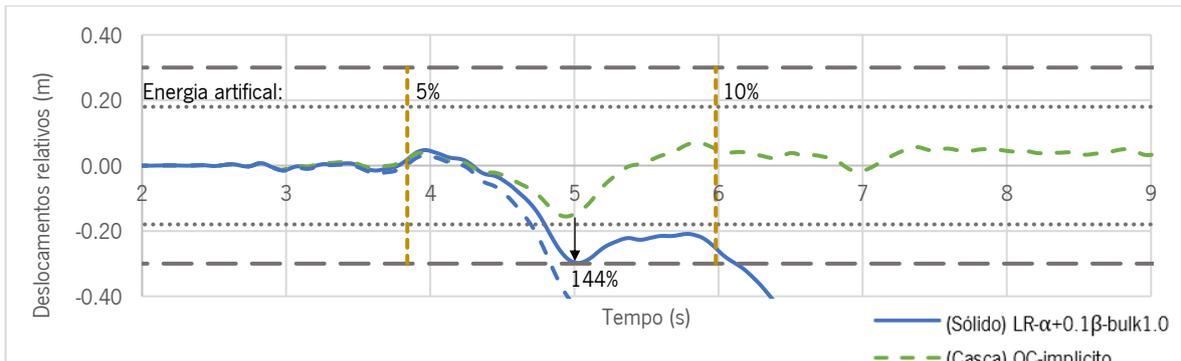
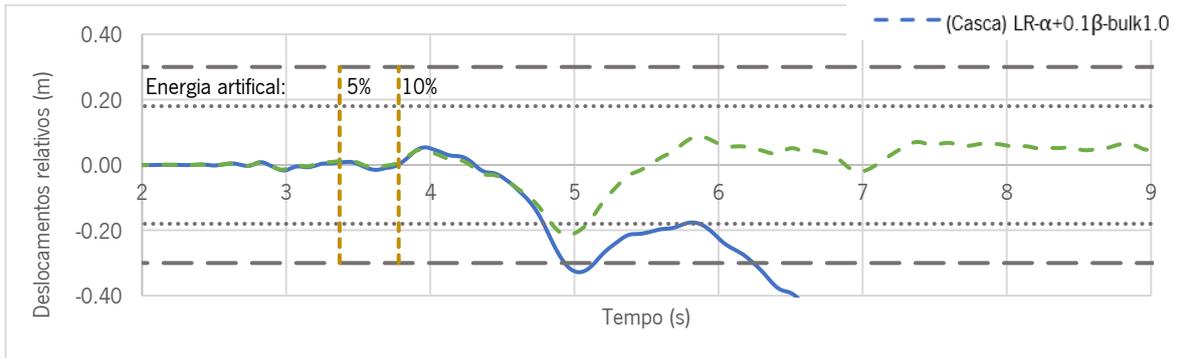


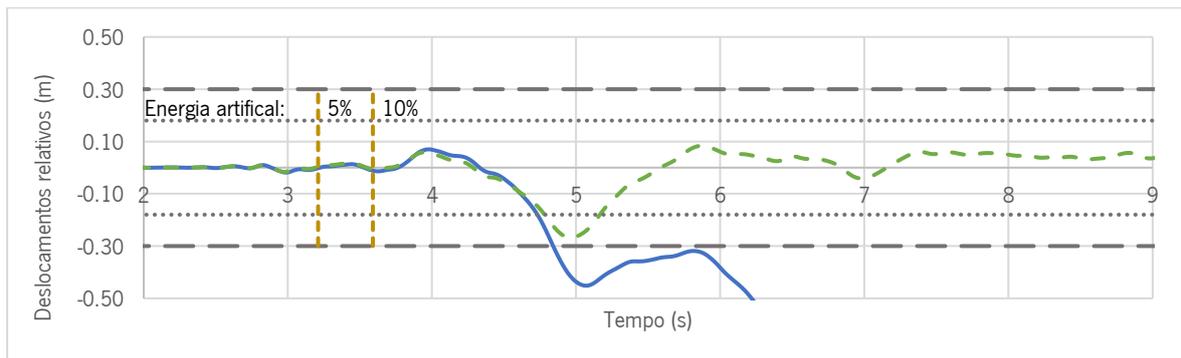
Figura 38 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas com elementos sólidos e implícitas com elementos de casca do nêmo N6-D-FP-1R para as amplitudes: (a) 125%; (b) 150%; (c) 175%.



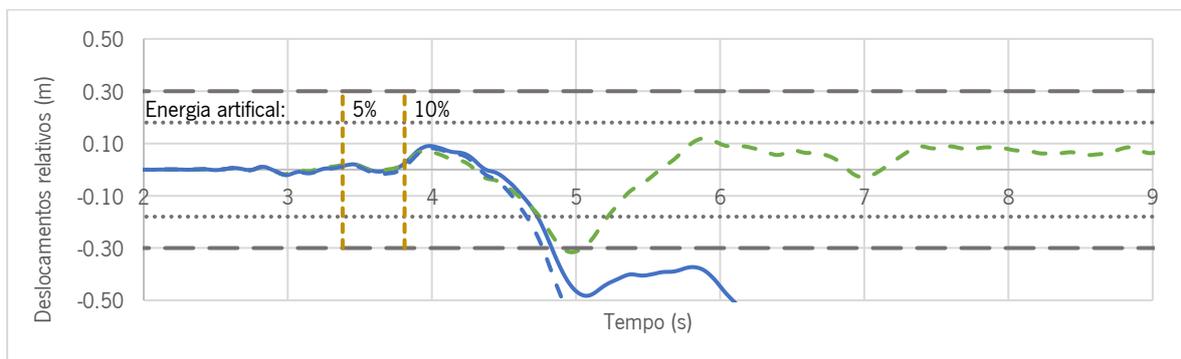
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 39 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas de elementos sólidos e implícitas de elementos de casca do nêmo N6-D-FP-1R para as amplitudes: (a) 200%; (b) 225%; (c) 250%; (d) 275%.

Assim, é possível concluir que existe uma aproximação entre as respostas explícitas e implícitas com a mudança do tipo de elemento de casca para sólido, pois foi possível retardar a perda de estabilidade da análise. No entanto, quando este atinge dano relevante roda livremente em torno da base, perdendo assim por completo a estabilidade, levando a deslocamentos muito elevados, fazendo com que o estado limite CI seja ultrapassado. Este aspeto pode indicar que a análise explícita para fora do plano, para estes modelos e as considerações adotadas neste estudo, pode não ser adequada para explorar deformações muito elevadas, pois podem causar uma perda de estabilidade repentina. Além disso, a consideração da não linearidade geométrica nas análises implícitas é favorável ao equilíbrio dos modelos, pelo que, igualmente, esta consideração pode influenciar significativamente a resposta para deformações significativas.

### **5.1. Derrube para fora do plano com três rótulas**

Para as análises do derrube para fora do plano, através de um mecanismo de 3 rótulas, utilizou-se o nembro N6-D-FP-3R. Tal como no caso anterior, fez-se variar a amplitude da ação sísmica entre intervalos de 25%, por forma a verificar em quais destas amplitudes o modelo atinge os estados limites. Na Tabela 17 apresentam-se as amplitudes fundamentais para analisar a resposta do modelo.

Definiu-se um incremento de tempo de 0.0005 s para as análises implícitas e, os valores utilizados para os parâmetros de amortecimento de Rayleigh encontram-se na Tabela 6. As extensões principais são apresentadas na Figura 40, em que os valores ilustrados representam os valores máximos do modelo (podendo ter sido atingidos em diferentes camadas). Neste caso, os modelos implícitos atingem o estado limite CI em amplitudes diferentes (Tabela 17), mas, sendo que estas não são muito distantes, optou-se por apresentar os resultados relativos à maior amplitude onde este limite é ultrapassado. Tal como no mecanismo de uma rótula, as análises explícitas atingem o estado limite CI em amplitudes muito inferiores em comparação com a análise implícita (Tabela 18), optando-se por apresentar as respostas implícitas para estas amplitudes, por forma a se poder fazer uma comparação mais detalhada dos resultados.

Tabela 17 - Resultados das análises implícitas do modelo de casca do nembo N6-D-FP-3R.

Tipo de análise			Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
QC	$\alpha + \beta$	-	250%	não atingiu	não atingiu	0.005 m
			275%	não atingiu	não atingiu	0.021 m
			300%	não atingiu	não atingiu	0.096 m
			350%	não atingiu	4.78 s (DS)	0.121 m
			375%	não atingiu	4.91 s (CI)	0.202 m
			400%	não atingiu	4.82 s (CI)	0.207 m
LR	$\alpha + \beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	250%	não atingiu	não atingiu	0.079 m
			275%	não atingiu	não atingiu	0.079 m
			300%	não atingiu	4.89 s (DS)	0.120 m
			350%	não atingiu	4.85 s (DS)	0.121 m
			375%	não atingiu	4.81 s (DS)	0.127 m
			400%	não atingiu	4.82 s (CI)	0.205 m

Tabela 18 – Resultados das análises explícitas do modelo de casca nembo N6-D-FP-3R.

Tipo de análise			<i>Bulk</i>	Amplitude	Energia artificial/interna (<5%)	Estado limite	Desl. relativos
LR	$\alpha + 0.1\beta$	Relaxação da rigidez (0.01)	1.00	200%	não atingiu	não atingiu	0.004 m
				225%	não atingiu	não atingiu	0.005 m
				250%	7.73 s	6.16 s (CI)	0.201 m
				375%	8.16 s	4.82 s (CI)	0.212 m
				400%	6.31 s	4.80 s (CI)	0.200 m
	$\alpha$		0.06	200%	não atingiu	não atingiu	0.004 m
				225%	não atingiu	4.77 s (CI)	0.205 m
				250%	não atingiu	3.81 s (CI)	0.205 m
				375%	não atingiu	3.72 s (CI)	0.206 m
				400%	não atingiu	3.81 s (CI)	0.206 m

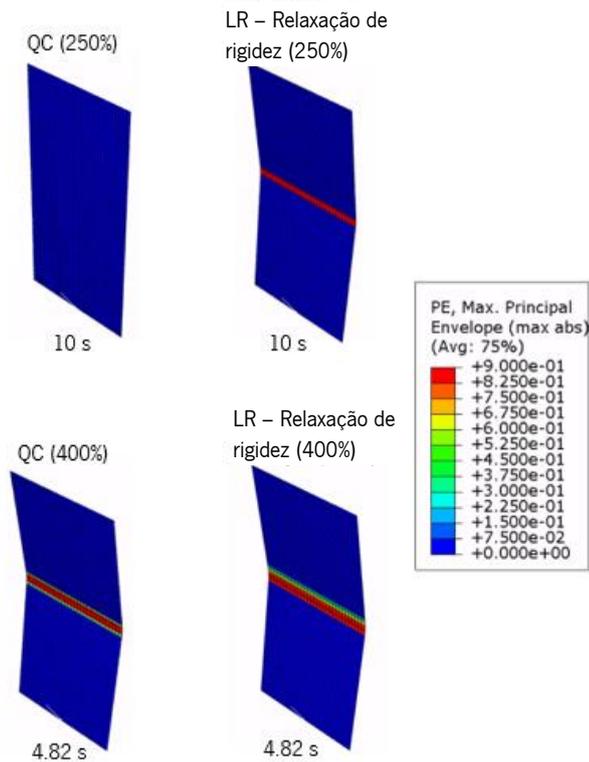


Figura 40 - Extensões máximas das análises implícitas com elementos de casca do nembo N6-D-FP-3R.

É possível observar a ocorrência de uma fenda localizada um pouco acima do centro do nembo, sendo que se trata de um mecanismo de 3 rótulas (base e topo livres de rodar). O modelo QC, para a amplitude onde as análises explícitas atingem o estado limite CI (250%), não apresenta qualquer tipo de dano, ao contrário do modelo LR. Para a amplitude 400%, já é notório um nível de dano superior em ambos os modelos, por se tratar da amplitude onde estes ultrapassam o estado limite CI, e as suas repostas são mais semelhantes.

A Figura 41 apresenta as respostas relativas aos dois modelos implícitos em estudo para a amplitude de 400%, pois, nesta amplitude, ambos os modelos já atingiram o estado limite CI. Relativamente à energia artificial, os modelos demonstram valores muito baixos, nunca ultrapassando o limite de 5% ao longo de toda a análise, sendo o modelo LR aquele que mostra valores mais elevados. As respostas em termos de energia dissipada por dano são semelhantes ao longo de toda a análise, mesmo tendo atingido o estado limite CI em amplitudes distintas. No que diz respeito aos deslocamentos relativos, uma vez mais, os resultados são muito semelhantes, ultrapassando o estado limite CI no mesmo instante de tempo.

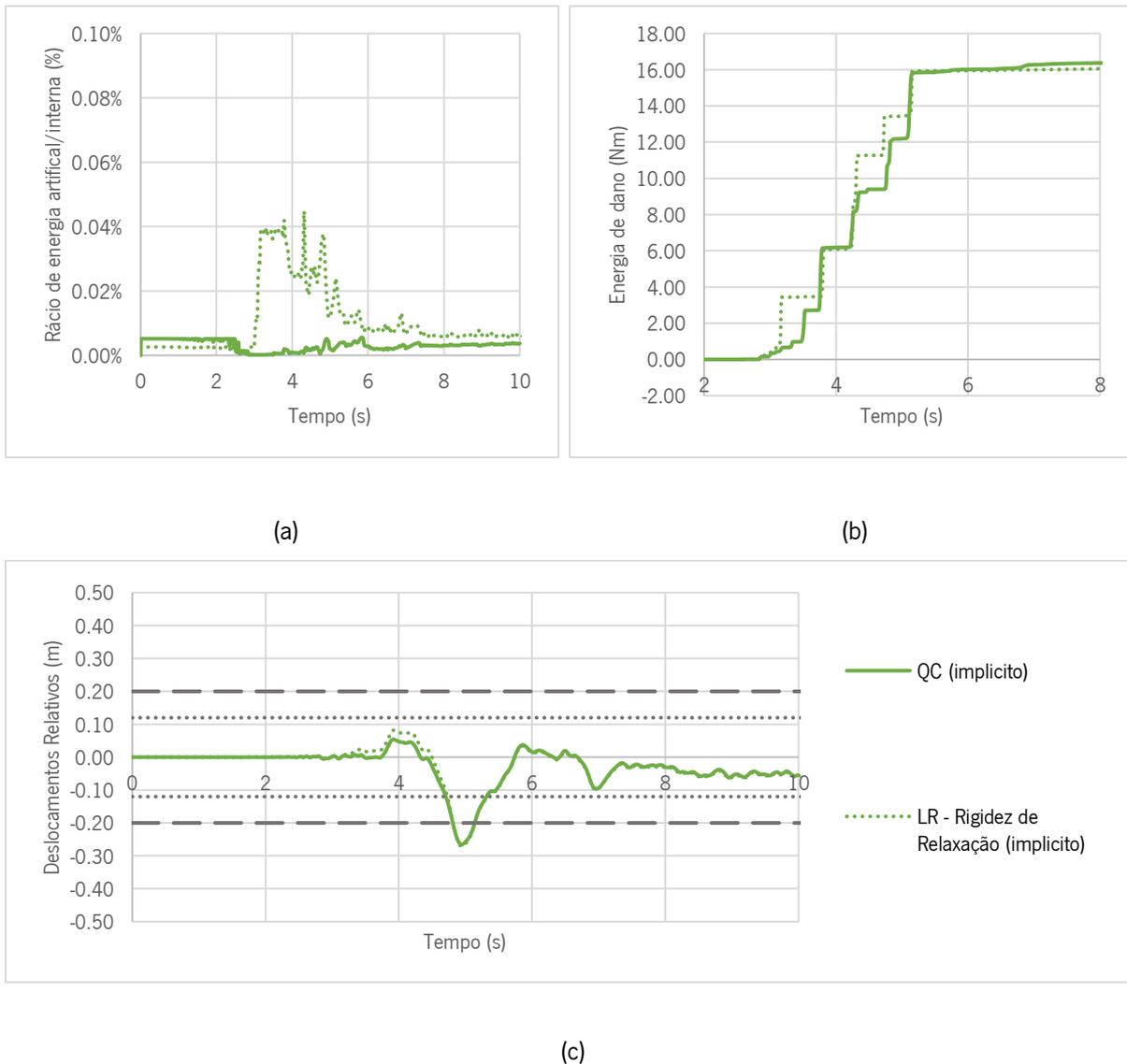


Figura 41 - Respostas das análises implícitas com elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R (amplitude 400%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.

Para as análises explícitas, mais uma vez, optou-se pela comparação assumindo o parâmetro de amortecimento  $\beta$  com um valor reduzido a 10% e com valor nulo, e um *bulk* de 1.00 e de 0.06, pelas mesmas razões já referidas anteriormente. Na Tabela 18, estão representadas as amplitudes que se consideraram relevantes para verificar quando os estados limites são ultrapassados. No entanto, foram feitas análises com intervalos de 25%, tal como nos exemplos anteriores. Efetuaram-se também análises para a amplitude onde ambas as análises implícitas atingem o estado limite CI (400%), por forma a fazer uma comparação de resultados para mesma amplitude. Na Figura 42, encontram-se ilustradas as extensões máximas para as amplitudes para a qual ambos as análises explícitas e implícitas atingem o estado limite CI.

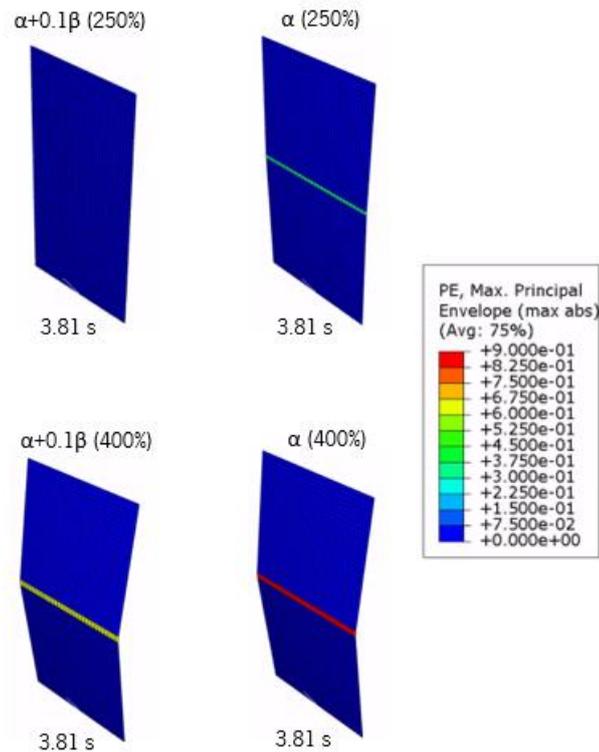


Figura 42 - Extensões máximas das análises explícitas do modelo com elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R.

Uma vez mais, observa-se a ocorrência de uma fenda um pouco acima do centro do nembro, tal como para as análises implícitas. Para a amplitude 250%, o modelo com  $0.1\beta$  não apresenta dano até os 3.81 s, pois atinge o estado limite muito mais tarde (6.16 s) que o modelo com  $\beta=0$ . No que diz respeito à amplitude 400%, o modelo  $0.1\beta$  apresenta valores de dano inferiores ao modelo  $\beta=0$  e às análises implícitas.

Nas Figuras 43 e 44 apresentaram-se as respostas correspondentes à amplitude de 250%, onde ambos as análises explícitas atingiram o limite CI, e à amplitude de 400%, onde ambos os modelos implícitos atingiram o CI, por forma a avaliar a semelhança do comportamento entre estas análises.

Relativamente à amplitude 250%, todos os modelos apresentam valores de energia artificial baixos, à exceção do modelo explícito  $0.1\beta$ , que é o único a ultrapassar o limite de 5% após os 7 s. As respostas de energia dissipada por dano são muito distintas entre modelos, sendo que aqueles que demonstram valores mais similares são o modelo implícito LR e o modelo explícito  $0.1\beta$  antes de atingir o limite máximo de energia artificial. A análise com  $\beta=0$  é aquela que exhibe o maior valor de energia dissipada por dano. Os deslocamentos relativos dos modelos implícitos são baixos por se tratar de uma amplitude bastante inferior aquela onde estes atingem o estado limite CI, principalmente para o modelo QC que atinge mais tarde que o modelo LR. Os resultados das análises explícitas divergem após os 3 s. Isto deve-

se ao facto de, tal como no mecanismo de uma rótula na base, o modelo apresentar instabilidade e deformar-se de forma muito significativa. Como esperado, o incremento de tempo inicial do modelo  $\beta=0$  (9.19e-6 s) é superior ao do modelo 0.1 $\beta$  (4.59e-6 s).

No que diz respeito à amplitude 400%, e como esperado, os valores da energia artificial dos modelos explícitos aumentam, no entanto, o modelo com 0.1 $\beta$  continua a ser único a apresentar valores superiores a 5%. As análises explícitas apresentam valores mais semelhantes para a energia dissipada por dano, sendo estes superiores aos obtidos através da análise explícitas. Por último, as respostas para os deslocamentos relativos continuam a demonstrar os mesmos problemas de instabilidade para parte inicial da fase intensa do sismo.

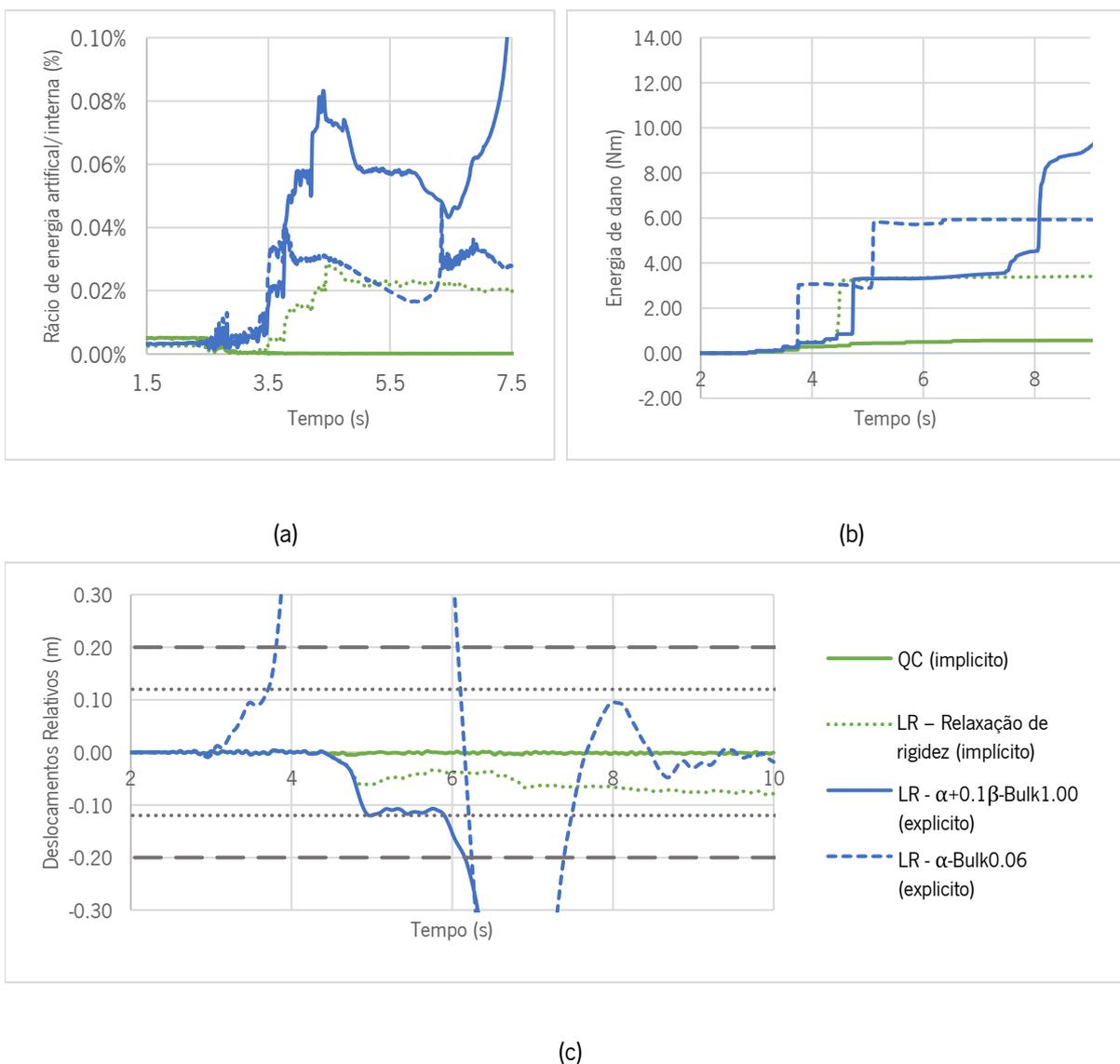


Figura 43 - Respostas das análises explícitas do nembro N6-D-FP-3R (amplitude 225%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.

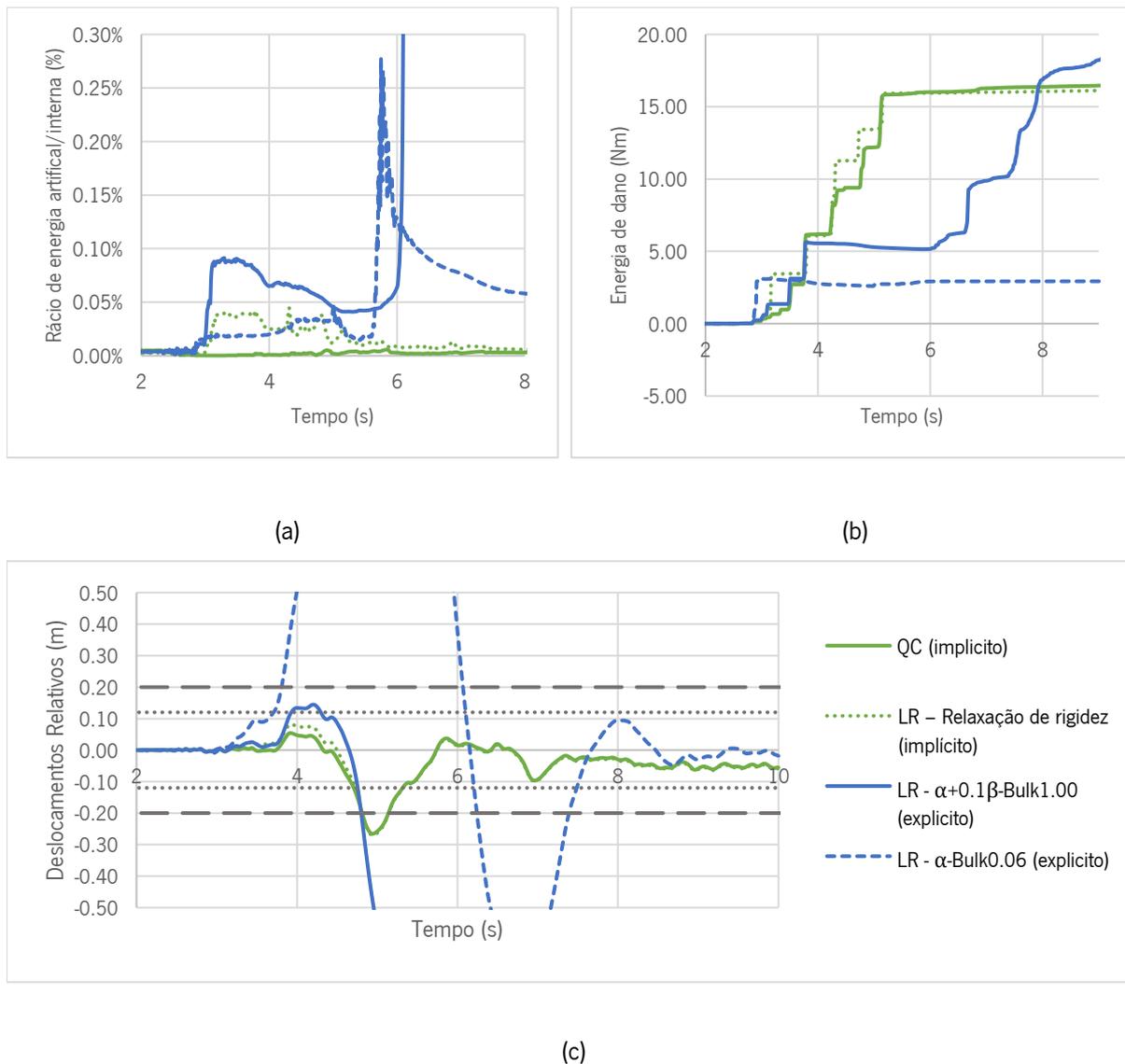


Figura 44 - Respostas das análises explícitas com elementos de casca do nêmo N6-D-FP-3R (amplitude 400%): (a) rácio energia artificial/energia interna; (b) energia dissipada por dano; (c) deslocamentos relativos.

Pode-se concluir que, tal como no estudo para fora do plano no nêmo N6-D-FP-1R, as respostas obtidas através do método explícito e implícito (sem considerar a não linearidade geométrica) apresentam diferenças relevantes para deformações e danos significativos.

Tal como para o derrube com uma rótula na base, efetuaram-se análises explícitas com elementos sólidos, por forma a avaliar o desempenho das análises explícitas com elementos sólidos para este mecanismo de colapso. Tal como realizado anteriormente, iniciou-se a análise com a amplitude onde o modelo implícito QC (com elementos de casca) atinge o estado limite CI (400%) e, reduzir-se a amplitude com intervalos de 25%, até à amplitude onde o modelo explícito com elementos sólido atinge este limite.

Na Figura 45 apresenta-se o dano dos modelos para as respetivas amplitudes no instante onde estes perdem a estabilidade (4.77 s). Tal como nos modelos com elementos de casca, é possível verificar a existência de uma fenda próxima do centro do nembro, o que está de acordo com o esperado para este tipo de modelo. Relativamente aos deslocamentos (Figuras 46 e 47), tal como no caso anterior, é possível observar uma diferença entre os modelos implícitos QC e os modelos explícitos de elementos sólidos que, apesar de ser inferior em comparação com os elementos de casca, ainda é notória. Uma vez mais, a energia artificial atinge níveis superiores àqueles observados nas análises anteriores, ultrapassando sempre o limite de 10%. Apesar da mudança do tipo de elemento, estes modelos perdem a estabilidade no início da fase intensa do sismo, que causa dano relevante no centro do nembro, criando um mecanismo de três rótulas e dificuldades em simular o seu comportamento dinâmico.

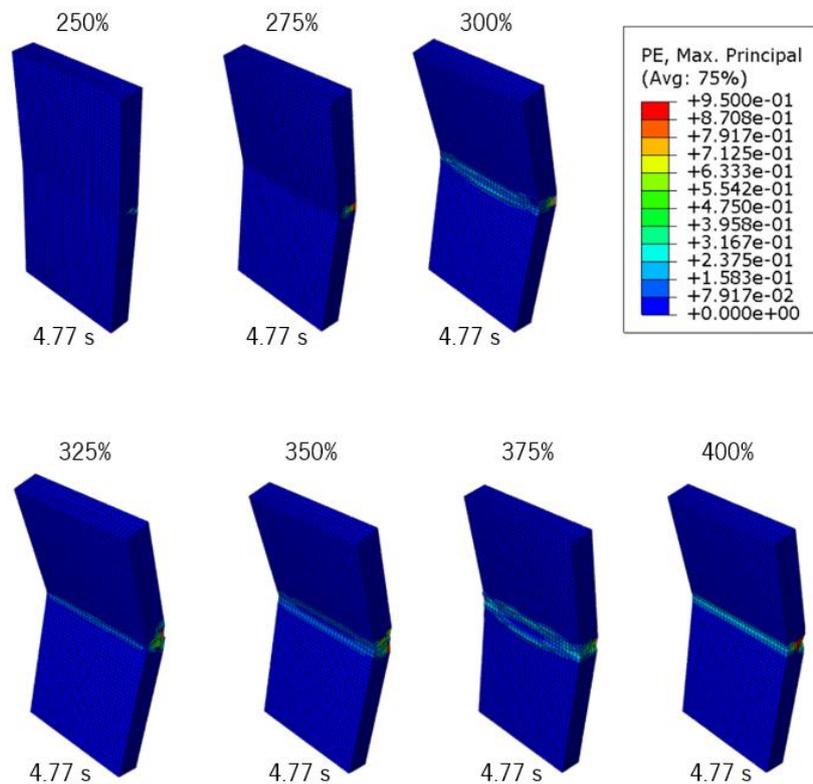


Figura 45 - Extensões máximas das análises explícitas com elementos sólidos do nembro N6-D-FP-3R.

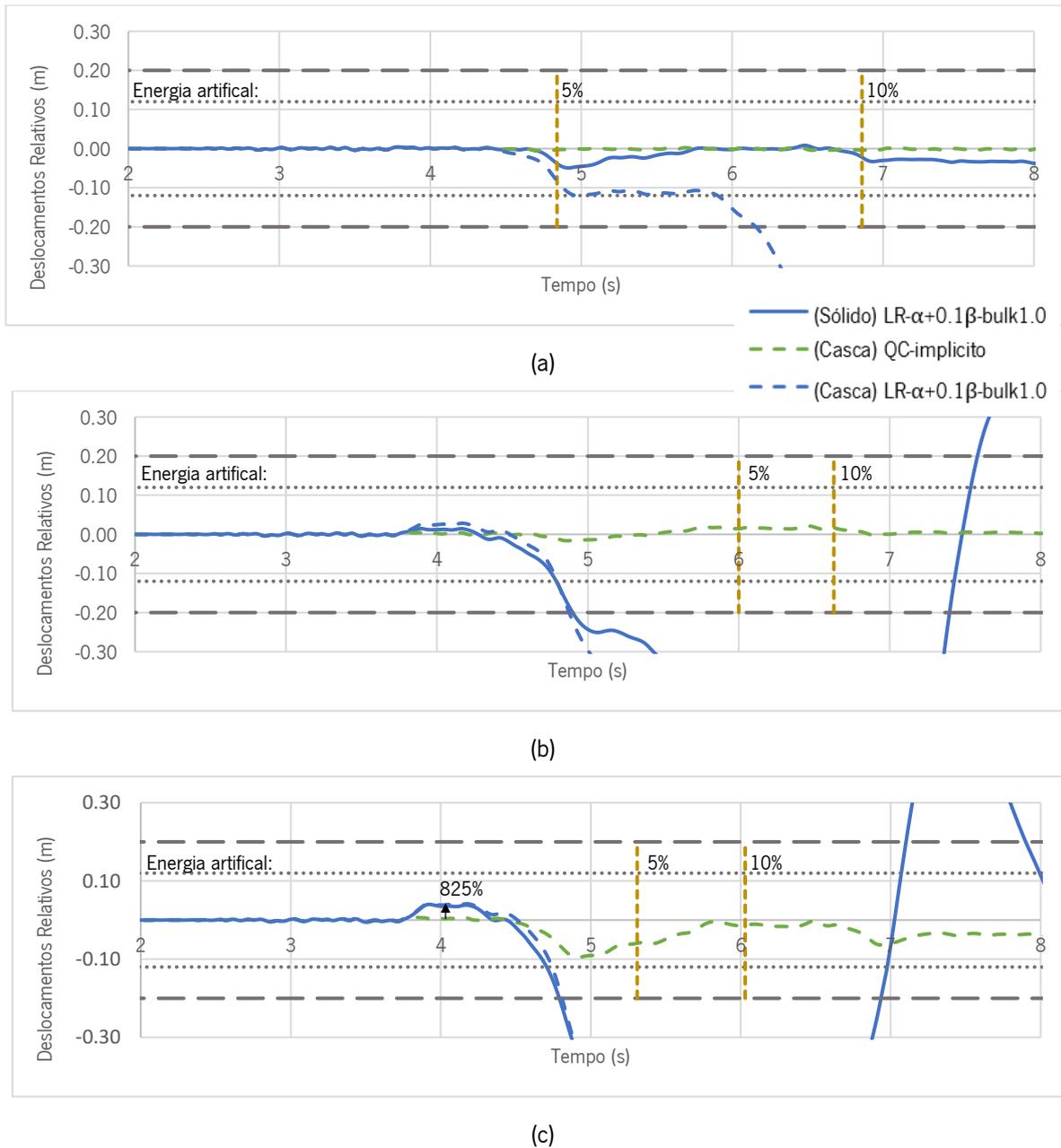


Figura 46 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas de elementos sólidos e implícitas de elementos de casca do nêmo N6-D-FP-3R para as amplitudes: (a) 250%; (b) 275%; (c) 300%.

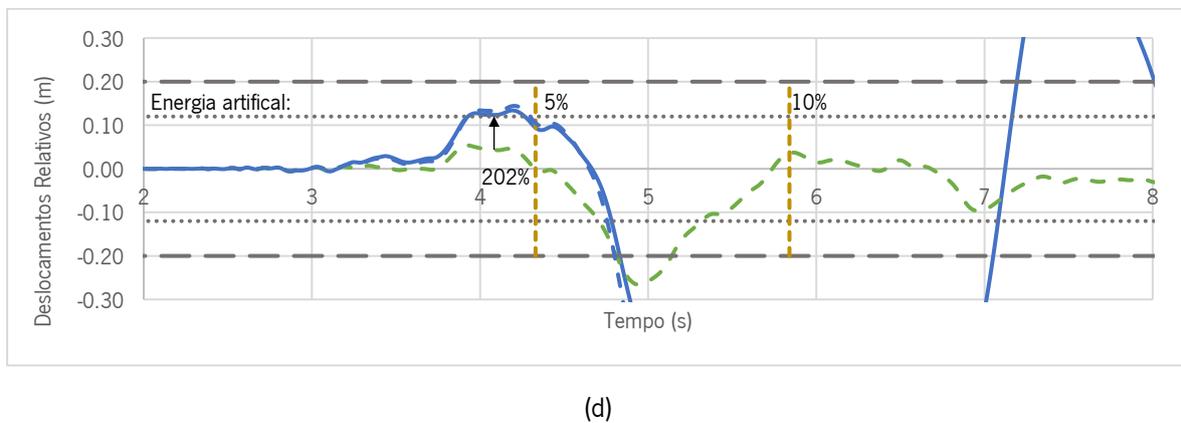
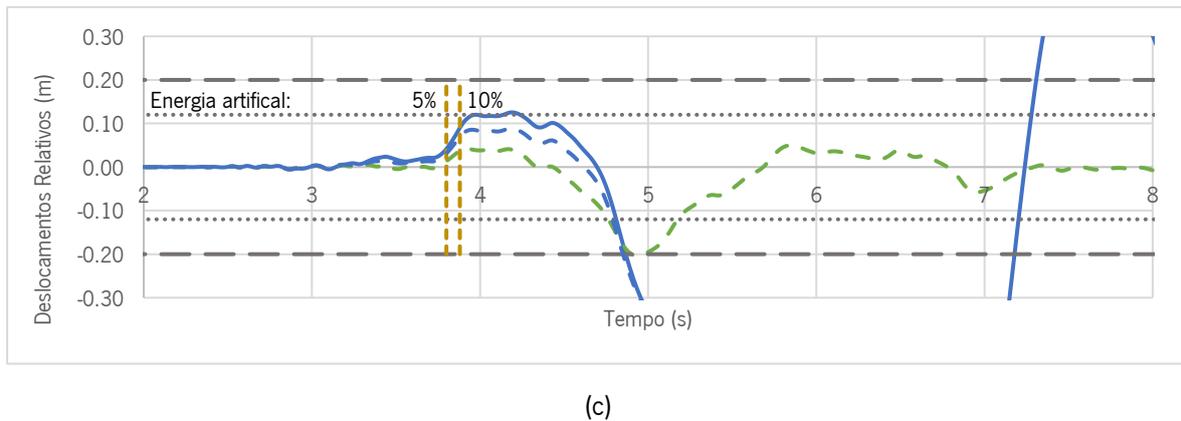
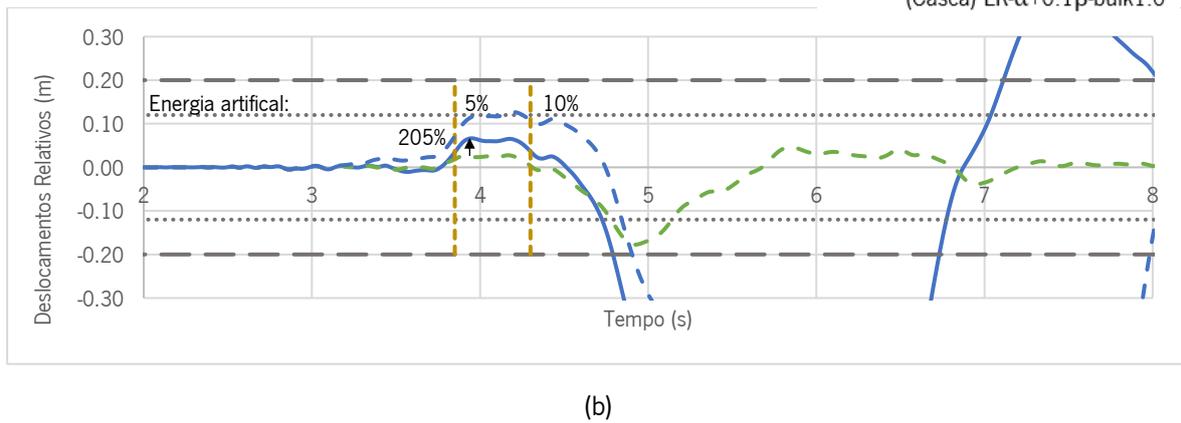
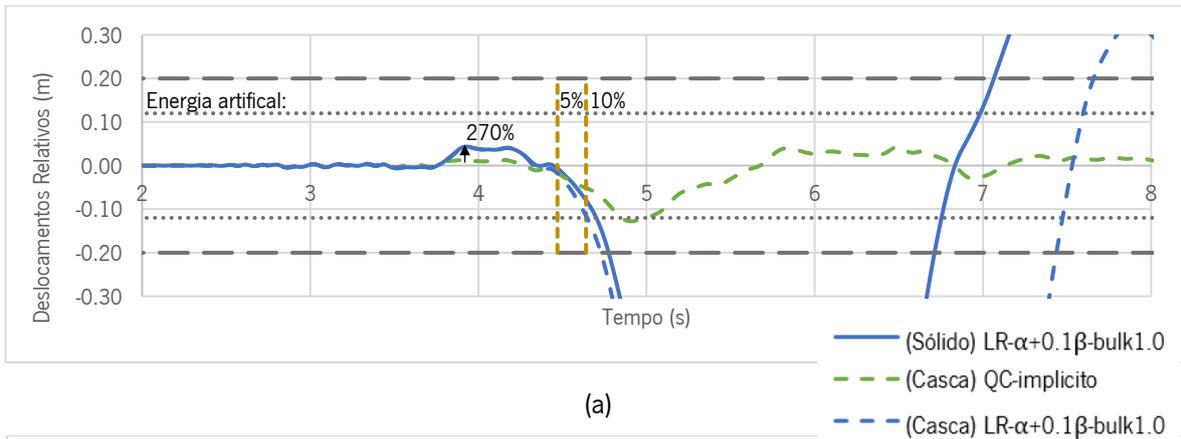


Figura 47 - Comparação dos deslocamentos relativos entre análises explícitas de elementos sólidos e implícitas de elementos de casca do nembro N6-D-FP-3R para as amplitudes: (a) 325%; (b) 350%; (c) 375%; (d) 400%.

Durante este estudo, constatou-se que a perda de estabilidade dos modelos acontece num incremento de tempo próximo dos 5 s que, observando a Figura 19b, é possível perceber que é num instante onde as velocidades da ação sísmica variam bruscamente de -0.28 m/s para 0.54 m/s, o que poderia ser também um fator que contribui para a instabilidade dos mesmos. Assim, realizaram-se análises explícitas e implícitas no nêmo N6-D-FP-3R aplicando-se um sismo artificial, de forma a não incluir uma variação muito elevada de velocidades na ação sísmica aplicada. Concluiu-se que, tal como observado nos modelos anteriores, a instabilidade da resposta explícita dos modelos dos nêmos mantém-se, indicando que, para estes modelos em estudo, a natureza do sismo não tem influência na estabilidade resposta das análises explícitas.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1. Conclusões

O objetivo principal desta dissertação consistiu na avaliação do desempenho do método de integração explícito na análise não linear dinâmica com integração no tempo de nembos das fachadas de edifícios antigos de alvenaria, recorrendo-se à estratégia numérica mais utilizada na avaliação estrutural de edifícios de alvenaria (macro-modelação), com possibilidade de ser aplicada a estruturas de grandes dimensões. Durante este estudo foram realizadas análises implícitas e explícitas com modelos compostos por elementos quadráticos com integração completa e reduzida e elementos lineares com integração completa e reduzida.

Foram estudadas diversas ferramentas numéricas e parâmetros para realizar a avaliação dos resultados qualitativamente, através da comparação do padrão de dano das análises explícitas e das análises implícitas (sem consideração da não linearidade geométrica, devido ao elevado esforço computacional e dificuldades de convergência), e quantitativamente, através dos estados limites em deslocamentos, energia artificial e energia dissipada por dano. Além disso, estes parâmetros foram utilizados para avaliar as ferramentas numéricas do método explícito. Este estudo teve como foco os principais mecanismos de colapso predominantes em nembos durante um sismo, nomeadamente os mecanismos no plano (corte diagonal e derrube por flexão) e os mecanismos para fora do plano (derrube com uma rótula na base e derrube com três rótulas (base, aproximadamente no centro e topo)).

Dado que os elementos lineares com integração reduzida podem gerar modos espúrios, foram explorados vários tipos de controlo desses modos para o mecanismo de corte diagonal no plano, mais precisamente o método da rigidez pura, da relaxação da rigidez e o combinado, por forma a avaliar a diferença de resultados e a concluir sobre a sua eficácia e estabilidade (fazendo variar o fator de escala do controlo em 0.01, 0.02, 0.03 e 1.00). Também se estudaram os parâmetros de amortecimento de Rayleigh ( $\alpha$  e  $\beta$ ), fazendo variar o parâmetro proporcional à rigidez, considerando-se três valores:  $\beta = 0$ , 10% de  $\beta$  e  $\beta$  com o seu valor de base (Rayleigh), tendo como objetivo avaliar se os resultados com o seu valor de base e com o valor reduzido apresentam diferenças significativas. Note-se que a utilização deste parâmetro com o seu valor de base causa um aumento na duração da análise. Também se explorou a variação da viscosidade volumétrica (0.01, 0.06, 0.50, 1.00 e 5.00), com o mesmo objetivo do parâmetro anterior, pois este é uma forma de amortecimento que também apresenta um peso na duração na análise. Posto isto, após uma avaliação dos resultados dos modelos explícitos, foi possível concluir que os diferentes

métodos de controlo dos modos espúrios não fizeram variar os resultados de forma significativa, optando-se assim pela utilização do método da relaxação da rigidez (com fator de escala 0.01) por se tratar do método padrão do programa de análise estrutural (Abaqus). Relativamente aos valores de  $\beta$  e da viscosidade volumétrica, os resultados que mais se destacaram por demonstrarem valores de energia artificial e um tempo de análise inferiores, foram aqueles relativos ao valor reduzido de  $\beta$  (10% do valor base) e uma viscosidade volumétrica de 1.00, realçando que a análise relativa ao  $\beta=0$  e viscosidade volumétrica igual a 0.06 também se mostrou bastante eficiente em comparação com as restantes.

Em relação ao mecanismo no plano por derrube, apenas se testaram os dois métodos que mais se destacaram no corte diagonal, por forma a perceber se a diferença entre estes seria muito significativa, pois utilizando apenas o parâmetro  $\alpha$  ( $\beta =0$ ) conduz a uma menor duração da análise. No final das análises, conclui-se que o valor reduzido de  $\beta$  (10% do valor base) e uma viscosidade volumétrica de 1.00 são os parâmetros que apresentam respostas mais semelhantes às análises implícitas, níveis de energia artificial inferiores e uma duração da análise aceitável.

No que diz respeito aos mecanismos para fora do plano, estudaram-se os dois mecanismos acima mencionados utilizando apenas as ferramentas numéricas do método explícito que melhor desempenho apresentou no estudo dos mecanismos no plano. Foi feita uma variação do tipo de elementos do modelo (casca e sólidos), de forma a avaliar como estes afetam a sua resposta. Conclui-se que, para ambos os mecanismos, as respostas explícitas com elementos de casca divergem bastante, em termos de deslocamentos, quando comparadas com os modelos implícitos correspondentes. Estes sofrem uma perda de equilíbrio que conduz ao colapso dos modelos para fora do seu plano. Posto isto, testaram-se os mesmos modelos com elementos sólidos, chegando-se à conclusão que existe um atraso na perda de equilíbrio da análise explícita (ocorre mais tarde), no entanto, esta continua a ocorrer em todas as respostas obtidas. De forma a perceber se este desequilíbrio poderia estar relacionado com a ação sísmica escolhida para este estudo, que se trata de um sismo impulsivo, também se realizaram análises para fora do plano do modelo com um sismo artificial, na qual se verificou que a perda de equilíbrio da análise explícita continua presente nas análises. Note-se ainda que as respostas obtidas através dos métodos explícito e implícito começam a divergir quando o dano e as deformações nos modelos são relevantes. Assim, deve-se desenvolver trabalhos mais detalhados para avaliação das respostas no domínio das grandes deformações (ver secção seguinte).

## **6.2. Trabalhos futuros**

Através das conclusões retiradas anteriormente, é importante dar continuidade aos estudos numéricos relacionados com o método de integração explícito, pois, ainda existem aspetos das respostas explícitas que devem ser validados, sobretudo sobre os mecanismos para fora do plano no regime das grandes deformações. Neste contexto, apresentam-se de seguida recomendações de trabalhos futuros.

Primeiramente, e em relação aos elementos, devem ser explorados outros tipos de elementos finitos para a modelação de elementos estruturais, tais como: elementos sólidos para avaliar a resposta no plano; e elementos estruturais de casca e sólidos em modelos tridimensionais com ação no plano e para fora do plano em simultâneo. Além disso, recomenda-se avaliar a resposta de modelos com diferentes condições de fronteira, sobretudo mais semelhantes às condições dos elementos estruturais presentes nos edifícios (menos idealizadas e restritivas, o que pode causar menos dificuldades numéricas), bem como avaliar a resposta através da análise dinâmica não linear com o método de integração implícito considerando a não linearidade geométrica (considerar a variação do momento estabilizador ao longo do tempo, sem os critérios baseados em estados limites), de metodologias analíticas e validar as respostas através de resultados experimentais.

Relativamente à ação sísmica, devem ser explorados sismos de diferente natureza (registados ou artificiais), por forma a avaliar em detalhe a influência que a natureza dos sismos tem nas respostas das análises (implícita e explícita), bem como a aplicação da componente vertical do sismo (três componentes em simultâneo).

Por último, recomenda-se avaliar a resposta obtida através do método de integração explícito para modelos mais complexos e de maior dimensão, tais com modelos parciais de fachadas de edifícios, modelos de edifícios completos e modelos que consideram a ligação não linear entre paredes de alvenaria e diafragmas (pavimentos e coberturas de madeira).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abaqus Unified FEA. (2014). Analysis User's Guide Version 6.14 2014 (6.14). *Dassault Systèmes Simulia Corp.*
- AlGohi, B. H., Baluch, M. H., Rahman, M. K., Al-Gadhib, A. H., & Demir, C. (2017). Plastic-Damage Modeling of Unreinforced Masonry Walls (URM). *Subject to Lateral Loading. Arab. J. Sci. Eng.*
- Amdahl, J., Storheim, M., Notaro, G., & Johansen, A. (2016). Comparison of ABAQUS and LS-DYNA in simulations of ship collisions. *Proceedings of the ICCGS.*  
<https://www.researchgate.net/publication/304136842>
- Appleton JG. (2005). Reabilitação de Edifícios “Gaioleiros” - Um quarteirão em Lisboa. *Orion.*
- Asghar Bhatti, M. (2006). Advanced topics in finite element analysis of structures. *John Wiley & Sons.*
- Augenti, N. (2006). Seismic behaviour of irregular masonry walls. *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.*
- Beatriz, A. (2003). Seismological criteria for selecting and scaling real accelerograms for use in engineering analysis and design [Master Thesis]. *Università degli Studi di Pavia.*
- Berti, M., Salvatori, L., Orlando, M., & Spinelli, P. (2017). Unreinforced masonry walls with irregular opening layouts: reliability of equivalent-frame modelling for seismic vulnerability assessment. *Bull Earthq Eng.*
- Bianchini, N., Mendes, N., Calderini, C., & Lourenço, P. B. (2023). Modelling of the dynamic response of a reduced scale dry joints groin vault. *Journal of Building Engineering, 66, 105826.*  
<https://doi.org/10.1016/j.jobee.2023.105826>
- Bianchini, N., Mendes, N., & Lourenço, P. (2020). Seismic evaluation of Bagan heritage site (Myanmar): The Loka-Hteik-Pan temple. *Structures, 24, 905–921.* <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.01.020>
- Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering, 8, 43–91.* <https://doi.org/10.1080/13632460409350521>
- Calderoni, B., Cordasco, E. A., Sandoli, A., Onotri, V., & Tortoriello, G. (2015). Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti and azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali. *Atti Del XVI Convegno ANIDIS.*

- Chen, X. M., Duan, J., Qi, H., & Li, Y. G. (2014). Rayleigh Damping in Abaqus/Explicit Dynamic Analysis. *Appl. Mech. Mater.*
- Chi, Y., Yu, M., Huang, L., & Xu, L. (2017). Finite Element Modeling of Steel-Polypropylene Hybrid Fiber Reinforced Concrete Using Modified Concrete Damaged Plasticity. *Eng. Struct.*
- Chiozzi, A., Grillanda, N., Milani, G., & Tralli, A. (2018). UB-ALMANAC: An adaptive limit analysis NURBS-based program for the automatic assessment of partial failure mechanisms in masonry churches. *Engineering Failure Analysis, 85*, 201–220. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.11.013>
- Chopra, A. k. (2011). Dynamics of structures - Theory and application to earthquake engineering (fourth edition). *Prentice-Hall. India.*
- Ciocchi, M. P., Sharma, S., & Lourenço, P. B. (2018). Engineering simulations of a super-complex cultural heritage building: Ica Cathedral in Peru. *Meccanica, 53(7)*, 1931–1958. <https://doi.org/10.1007/s11012-017-0720-3>
- D'Altri, A. M., Cannizzaro, F., Petracca, M., & Talledo, D. A. (2022). Nonlinear modelling of the seismic response of masonry structures: Calibration strategies. *Bulletin of Earthquake Engineering, 20(4)*, 1999–2043. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01104-1>
- D'Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., & de Miranda, S. (2020). Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification. *Archives of Computational Methods in Engineering, 27(4)*, 1153–1185. <https://doi.org/10.1007/s11831-019-09351-x>
- DIANA FEA BV. (2023). DIANA - Finite Element Analysis, Displacement method Analyzer.
- Doherty, K., Griffith, M. C., Lam, N., & Wilson, J. (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(4)*, 833–850. <https://doi.org/10.1002/eqe.126>
- Dokainish, M. A., & Subbaraj, K. (1989). A Survey of Direct Time-Integration Methods in Computational Structural Dynamics—I. Explicit Methods. *Comput. Struct.*
- Dolatshahi, K. M., & Yekrangnia, M. (2015). Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44(13)*, 2157–2176. <https://doi.org/10.1002/eqe.2574>

- Dolce, M. (1991). Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche. *L'Industria Delle Costruzioni*.
- Doran, B., Karslioglu, M., Unsal Aslan, Z., & Vatansever, C. (2022). Experimental and Numerical Investigation of Unreinforced Masonry Walls with and without Opening. *International Journal of Architectural Heritage*. <https://doi.org/10.1080/15583058.2022.2080611>
- Elsyier, C., Wriggers, P., & Reese, S. (1996). Computer methods in applied mechanics and engineering A note on enhanced strain methods for large deformations. *In Methods Appl. Mech. Engrg (Vol. 135)*.
- Feenstra, P. H. (1993). Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. *Delft University of Technology*.
- Ferreira, T. M., Mendes, N., & Silva, R. (2019). Multiscale seismic vulnerability assessment and retrofit of existing masonry buildings. *Buildings, 9(4)*. <https://doi.org/10.3390/buildings9040091>
- Fioravante, V., Giretti, D., Abate, G., Aversa Università Parthenope, S., Daniela Boldini, I., Paola, P., Rosella, M., De Magistris, S., & Geotechnical, E. (2013). Earthquake Geotechnical Engineering Aspects of the 2012 Emilia-Romagna Earthquake (Italy). *In 7th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering (Issue 2)*. <https://scholarsmine.mst.edu/icchgehttps://scholarsmine.mst.edu/icchge/7icchge/session12/5>
- Fragiadakis, M. (2013). Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions. *Encyclopedia of Earthquake Engineering, 1–18*. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5\\_133-1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_133-1)
- Guerreiro, J. (2019). Simulação dos ensaios mecânicos de provetes obtidos por fabrico aditivo. [Dissertação de Mestrado]. *Universidade Nova de Lisboa*.
- Humar, J. L. (2002). Dynamics of Structures (2nd edition). *A. A. Balkema Publishers*.
- Lagomarsino, S., Camilletti, D., Cattari, S., & Marino, S. (2018). In plane seismic response of irregular URM walls through equivalent frame and finite element models. *Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe: 16th European Conference on Earthquake Engineering-Thessaloniki*.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013b). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures, 56, 1787–1799*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002>

- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *J. Eng. Mech.*
- Lemos, J. V., Dawson, E. M., & Cheng, Z. (2022). Application of Maxwell Damping in the Dynamic Analysis of Masonry Structures with Discrete Elements. *Int. J. Mason. Res. Innov.*
- Lemos, J. V. (2007). Discrete element modeling of masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage*, 1(2), 190–213. <https://doi.org/10.1080/15583050601176868>
- Lourenco, P. B. (1996a). Computational Strategies for Masonry Structures. *Delft University of Technology*. <https://www.researchgate.net/publication/27344834>
- Lourenco, P. B. (1996b). Computational Strategy for Masonry Structures RAMBEA-Realistic Assessment of Historical Masonry Bridges under Extreme Environmental Actions. *View project SHATiS'19-5th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures View project*. <https://www.researchgate.net/publication/27344834>
- Lourenço, P. B., & Gaetani, A. (2022). Finite Element Analysis for Building Assessment: Advanced Use and Practical Recommendations (1st ed.). *Routledge*.
- Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7), 660–668. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1997\)123:7\(660\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:7(660))
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Oñate, E. (1989). A Plastic-Damage Model for Concrete. *Int. J. Solids Struct.*
- Martin, O. (2010). Comparison of different Constitutive Models for Concrete in ABAQUS/Explicit for Missile Impact Analyses. <https://doi.org/10.2790/19763>
- Mendes, N. (2012a). Assessment of Ancient Masonry Buildings Shaking Table Tests and Numerical Analysis. *Universidade do Minho*.
- Mendes, N. (2012b). Seismic Assessment of Ancient Masonry Buildings: Shaking Table Tests and Numerical Analysis [PhD Thesis]. *Universidade do Minho*.
- Mendes, N. (2015). Masonry macro-block analysis. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Springer. Beer M., Kougiumtzoglou I.A., Patelli E., Au I.S.-K. (Eds.). ISBN: 978-3-642-35343-7.

Mendes, N., Costa, A. A., Lourenço, P. B., Bento, R., Beyer, K., de Felice, G., Gams, M., Griffith, M. C., Ingham, J. M., Lagomarsino, S., Lemos, J. V., Liberatore, D., Modena, C., Oliveira, D. V., Penna, A., & Sorrentino, L. (2017). Methods and Approaches for Blind Test Predictions of Out-of-Plane Behavior of Masonry Walls: A Numerical Comparative Study. *International Journal of Architectural Heritage*, 11(1), 59–71. <https://doi.org/10.1080/15583058.2016.1238974>

Mendes, N., & Lourenço, P. B. (2019). Seismic assessment of historic masonry structures: Out-of-plane effects. *Numerical Modelling of Masonry Structures, Elsevier*. In Eds. B. Ghiassi & G. Milani (Eds.), *Numerical Modelling of Masonry Structures, Elsevier. Woodhead Publishing*. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00004-X>

Milani, G., Lourenço, P., & Tralli, A. (2007). 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Engineering Structures*, 29(11), 3134–3148. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.003>

Ministry of Infrastructure and Transport. (2019). Instruction for the Application of the Building Code for Constructions. *Circolare 2019*.

Mohsenian, V., Gharaei-Moghaddam, N., & Hajirasouliha, I. (2022). An innovative variable target time method for probabilistic-based seismic performance assessment of multi-storey buildings. *Journal of Building Engineering*, 52. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104378>

Moon, F. L., Yi, T., Leon, R. T., & Kahn, L. F. (2006). Recommendations for seismic evaluation and retrofit of low-rise URM structures. *J Struct Eng*.

Mostafawi, H. (2014). Experimental and Numerical Analysis of the Shear Ring [Degree project in Solid Mechanics Second level]. *KTH Engineering Sciences*.

Nochebuena-Mora, E., Mendes, N., Calixto, V., & Oliveira, S. (2023). Explicit Method in the Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings through Plane Stress Elements. *Applied Sciences*, 13(19), 10602. <https://doi.org/10.3390/app131910602>

Nochebuena-Mora, E., Mendes, N., & Lourenço, P. B. (2022). Seismic analysis of masonry buildings using explicit integration method.

NP EN 1998-1. (2010). Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.

- NP EN 1998-3. (2017). Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.
- NTC 2018. (2018). Norme tecniche per le costruzioni. *In Ministero delle Infrastrutture, GU n.42 20/02/2018, Rome, Italy*.
- NZS 4298:1998. (1998). Materials and workmanship for earth buildings. *In Standards New Zealand*.
- Oliveira, J. C. (2017). Métodos de integração no tempo para estudo de problemas de interação solo-estrutura [Dissertação de Mestrado]. *Universidade Nova de Lisboa*.
- Parisi, F., & Augenti, N. (2013). Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings. *Earthq Eng Struct Dyn*.
- Parisi, F., Lignola, G. P., Augenti, N., Prota, A., & Manfredi, G. (2013). Rocking response assessment of in-plane laterally-loaded masonry walls with openings. *Eng Struct*.
- Pereira, C. (2013). Reabilitação de Edifícios “Gaioleiros” [Dissertação de Mestrado]. *Instituto superior de engenharia de Lisboa*.
- Quagliarini, E., Maracchini, G., & Clementi, F. (2017). Uses and limits of the equivalent frame model on existing unreinforced masonry buildings for assessing their seismic risk: a review. *J Build Eng*.
- Reza Javanmardi, M. (2012). Implicit and Explicit Time Integration Methods for Nonlinear Structural Dynamics Implicit and Explicit Time Integration Methods for Nonlinear Structural Dynamics View project. *In 9th International Congress on Civil Engineering*.  
<https://www.researchgate.net/publication/320086522>
- Rinaldin, G., Amadio, C., & Macorini, L. (2016). A macro-model with nonlinear springs for seismic analysis of URM buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(14), 2261–2281.  
<https://doi.org/10.1002/eqe.2759>
- Simões, A. G., Appleton, J. G., Bento, R., Caldas, J. V., Lourenço, P. B., & Lagomarsino, S. (2017). Architectural and Structural Characteristics of Masonry Buildings between the 19th and 20th Centuries in Lisbon, Portugal. *International Journal of Architectural Heritage*, 11(4), 457–474.  
<https://doi.org/10.1080/15583058.2016.1246624>

Soares, C. A. M., Peña, F., Peña, P., Lourenço, P. B., & Lemos, J. V. (2006). Modeling the dynamic behavior of masonry walls as rigid blocks. *In III European Conference on Computational Mechanics Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering.*

Subbaraj, K., & Dokainish, M. A. (1989). A survey of direct time-integration methods in computational structural dynamics - II. Implicit methods.

Wriggers, P., & Korelc, J. (1996). On enhanced strain methods for small and finite deformations of solids. *Computational Mechanics, 1, 413–428.*

Yang, B. (2019). Comparisons of implicit and explicit time integration methods in finite element analysis for linear elastic material and quasi-brittle material in dynamic problems [Master Thesis]. *Delft University of Technology.*

Zheng, G., Nie, H., Chen, J., Chen, C., & Lee, H. P. (2018). Dynamic analysis of lunar lander during soft landing using explicit finite element method. *Acta Astronautica, 148, 69–81.*  
<https://doi.org/10.1016/j.actaastro.2018.04.014>